



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

KALLE MYLLYNEN
YLEISKÄYTTÖISTEN TEOLLISUUSRAKENTAMISEEN TARKOI-
TETTUJEN PERUSPULTTIEN TEKNISET OMINAISUUDET

Diplomityö

Tarkastaja: professori Matti Pentti
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
26. maaliskuuta 2018

TIIVISTELMÄ

KALLE MYLLYNEN: Yleiskäyttöisten teollisuusrakentamiseen tarkoitettujen peruspulttien tekniset ominaisuudet
Tampereen teknillinen yliopisto
Diplomityö, 88 sivua, 13 liitesivua
Toukokuu 2018
Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma
Pääaine: Rakennesuunnittelu
Tarkastaja: professori Matti Pentti

Avainsanat: peruspultti, ankkuri, ankkurointi

Suomen teollisuusrakentamisessa yleisesti käytetyillä peruspulteilla ei ole teknisiä arviointidokumentteja, mikä rajoittaa niiden käyttöä. Lisäksi vakiotuotteiden saatavuus aggressiivisiin olosuhteisiin on heikkoa. Ankkurointitekniikan viimeaikaisen kehityksen takia suomalaiset peruspulttistandardit ovat vanhentuneet.

Työssä tutkitaan kahta yleiskäyttöistä teollisuusrakentamiseen soveltuvaa peruspulttia. Toinen koostuu kierretangosta ja mutterista ja toinen koostuu kierretangosta ja mutteilla kiinnitetystä ankkurointilevystä. Ankkurit voidaan tehdä aggressiiviseen ympäristöön soveltuvista materiaaleista ja niissä voidaan käyttää erittäin suurikokoisia pultteja. Ankkurointilevy mitoitetaan sopivan kokoiseksi. Ankkuriratkaisujen tekniset ominaisuudet määritetään ja taulukoidaan liitteiksi, jotka vastaavat sisällöltään Eurooppalaista teknistä tuotespesifikaatiota. Arvojen suuruusluokka tarkistetaan vertailemalla ominaisuuksia vakiotuotteisiin. Työssä selvitetään nykytietämyksen taso kannallisten pulttien käyttäytymisestä betonissa. Myös dynaamisten kuormien, maanjäristyksen ja tulipalon vaikutusta ankkureihin tarkastellaan.

ABSTRACT

KALLE MYLLYNEN: Technical characteristics of general purpose anchor bolts for industrial use

Tampere University of Technology

Master of Science Thesis, 88 pages, 13 Appendix pages

May 2018

Master's Degree Programme in Civil Engineering

Major: Structural Engineering

Examiner: Professor Matti Pentti

Keywords: cast-in, anchor, headed bolt, anchorage

Anchor bolts commonly used in industrial construction in Finland don't have technical assessment documents, which limits their use. In addition, the availability of standard products for aggressive conditions is weak. Due to the recent development of anchorage technology, Finnish anchor bolt standards have become obsolete.

This study examines two general purposes anchor bolts for industrial use. One consists of a threaded rod and a nut, and the other consists of a threaded rod and an anchoring plate attached by nuts. The anchors can be made of materials suitable for aggressive environment and can be used with very large bolt diameters. The anchoring plate is dimensioned to appropriate size. The technical characteristics of the anchors are determined and tabulated as attachments, which correspond to European technical product specification. The magnitude of the values is checked by comparing the properties to standard products. The present level of knowledge of the behavior of headed anchor bolts in concrete is investigated. Also, the impact of dynamic loads, earthquake and fire on anchors is examined.

ALKUSANAT

Työ tehtiin Pöyry Finland Oy:n tilauksesta. Erityiset kiitokset työn ohjaajalle Kimmo Yliselle, josta oli paljon apua työn tekemisessä. Kiitokset myös tarkastajalle Matti Pentille ja kaikille muille jotka tukivat työn tekoa.

Tampereella, 24.04.2018

Kalle Myllynen

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
1.1	Taustaa	1
1.2	Ongelman kuvaus	2
1.3	Työn tavoite.....	3
2.	ANKKUROINTI RAKENTAMISESSA.....	4
2.1	Yleistä.....	4
2.2	Ankkurityypit	4
2.3	Kuormat.....	6
2.4	Betonin halkeilu	9
3.	KANNALLISEN PULTIN KÄYTTÄYTYMINEN BETONISSA	10
3.1	Yleistä.....	10
3.2	Vetomurtotavat.....	13
3.2.1	Teräsmurto	13
3.2.2	Ulosvetomurto.....	14
3.2.3	Kartiomurto	15
3.2.4	Reunan lohkeamismurto	23
3.2.5	Betonin halkaisumurto	26
3.3	Leikkausmurtotavat	28
3.3.1	Teräsmurto	28
3.3.2	Kampeamismurto	29
3.3.3	Reuna- ja nurkkamurto.....	31
3.4	Kuorma-siirtymäkäyttäytyminen	34
4.	DYNAAMINEN KUORMITUS	38
4.1	Yleistä.....	38
4.2	Vaikutus teräkseen	39
4.3	Vaikutus betoniin	40
4.4	Suunnittelu dynaamiselle kuormitukselle	42
5.	MAANJÄRISTYS	43
5.1	Yleistä.....	43
5.2	Maanjäristyksen vaikutukset	44
5.3	Seisminen suunnittelu	47
6.	TULIPALO	50
6.1	Yleistä.....	50
6.2	Vaikutus kaukana rakenteen reunasta oleviin ankkureihin	51
6.3	Vaikutus lähellä rakenteen reunaa oleviin ankkureihin	53
7.	ANKKURIRATKAISUT.....	56
7.1	Yleistä.....	56
7.2	Ankkuriratkaisujen ominaisuudet	58
7.2.1	Ankkureita koskevat standardit ja säännöt.....	58

7.2.2	Mitat	61
7.2.3	Materiaalit	61
7.2.4	Minimietäisyydet	61
7.2.5	Ominaiskestävyydet	63
7.2.6	Siirtymät	64
7.3	Kannallisen ankkurin osavarmuuskertoimet	67
7.4	Ankkurointilevyn mitoitus	68
7.4.1	Levyn halkaisijan mitoitus	71
7.4.2	Levyn paksuuden mitoitus	72
7.5	Ominaisuuksien vertailu vakiotuotteisiin	75
8.	YHTEENVETO	82
	LÄHTEET	84

LIITE A: CHARACTERISTICS OF ANCHOR TYPE 1

LIITE B: CHARACTERISTICS OF ANCHOR TYPE 2

LIITE C: STRESS MAPS OF ANCHORING PLATES

LIITE D: PRODUCT-SPECIFIC CHARACTERISTICS

LYHENTEET JA MERKINNÄT

ACI	American Concrete Institute
CCD	Concrete Capacity Design
CC-menetelmä	Concrete Capacity Method
CEN	the European Committee for Standardisation
EA	expansion anchor
EN	eurooppalainen standardi
EOTA	European Organisation for Technical Assessment
ETA	European Technical Assessment
ETAG	European Technical Approval Guideline
FE	finite element
FEM	finite element method
fib	International Federation for Structural Concrete
FprEN	eurooppalaisen standardin viimeinen versio, joka on vertaisarvioitu ja korjattu muttei julkaistu
ISO	International Organization for Standardization
PGA	peak ground acceleration
SFS	Suomen Standardoimisjärjestö SFS ry
UC	undercut anchor
α	pultin halkaisijan eksponentti reunamurtokestävyyden kaavassa
α	seisminen kerroin
β	pultin pituuden eksponentti reunamurtokestävyyden kaavassa
α_0	pultin halkaisijan eksponentti
α_M	pohjalevyn kiertymisen huomioon ottava kerroin
β_0	ankkurointisyvyyden eksponentti
γ_0	betonin puristuslujuuden eksponentti
δ_V	vaakasiirtymä
ε_0	reunaetäisyyden eksponentti
ε_i	venymä
ψ	betoniluokan huomioon ottava kerroin ulosvetomurtokestävyydelle
$\psi_{h,V}$	betoniosan paksuuden huomioiva kerroin
$\psi_{h,sp}$	betoniosan paksuuden huomioon ottava kerroin
ψ_h	betoniosan paksuuden huomioon ottava kerroin
ψ_{Ah}	kannan kuormansiirtoalan vaikutuksen huomioon ottava kerroin
$\psi_{M,N}$	pohjalevyn aiheuttamat puristysjännitykset huomioon ottava kerroin
ψ_{Sr}	pinnan raudoituksen vaikutuksen huomioon ottava kerroin
$\psi_{ec,Nb}$	kuorman epäkeskisyyden huomioon ottava kerroin
$\psi_{g,Nb}$	muiden reunan suunnassa rivissä olevien ankkureiden vaikutuksen huomioon ottava kerroin
ψ_{moment}	ankkurointiin kohdistuvan taivutuksen huomioon ottava kerroin
$\psi_{re,N}$	raudoituksen huomioon ottava kerroin
$\psi_{s,N}$	jännitystilan häiriintymisen huomioon ottava kerroin
$\psi_{s,Nb}$	jännitystilan häiriintymisen huomioon ottava kerroin
$\psi_{s,V}$	jännitystilan häiriintymisen huomioon ottava kerroin
$\psi_{\alpha,V}$	halkaisuvoiman huomioon ottava kerroin
γ_C	betonin osavarmuuskerroin

$\gamma_{F,fat}$	väsytyskuorman osavarmuuskerroin
γ_F	kuorman osavarmuuskerroin
γ_M	materiaalin osavarmuuskerroin
$\gamma_{Mc,fat}$	betonimurtokestävyyden osavarmuuskerroin väsytyskuormituksessa
γ_{Mc}	betonimurron osavarmuuskerroin
γ_{Mp}	ulosvetomurron osavarmuuskerroin
$\gamma_{Ms,fat}$	teräsmurron kestävyyskerroin väsytyskuormituksessa
γ_{Ms}	teräksenmurron osavarmuuskerroin
γ_{Msp}	halkaisumurron osavarmuuskerroin
γ_{inst}	asennuksen osavarmuuskerroin
λ_a	kevytbetonin käytön vaikutuksen huomioon ottava kerroin
σ_{max}	levyn suurin jännitys
φ_{18}	levyn jännityksen kerroin
$A_{h,mutteri}$	mutterin kuormansiirtoala
A_h	ankkurin kannan kuormansiirtoala
A_b	kannan kuormansiirtoala
A_b^{code}	CC-menetelmän kartiomurtokestävyyttä vastaava kannan kuorman-siirtoala
$A_{c,N}$	murtopyramidin projektion rajoitettu pinta-ala
$A_{c,N}^0$	kokonaisen murtopyramidin projektion pinta-ala
$A_{c,Nb}$	murtopyramidin projektion rajoitettu pinta-ala
$A_{c,Nb}^0$	kokonaisen murtopyramidin projektion pinta-ala
$A_{c,V}$	murtopyramidin projektion rajoitettu pinta-ala
$A_{c,V}^0$	kokonaisen murtopyramidin projektion pinta-ala
A_c	betonin tehollinen pinta-ala
A_r	pultin poikkileikkauksen pinta-ala
$A_{s,nom}$	kierretangon poikkileikkauksen tehollinen pinta-ala
A_s	pultin varren poikkileikkauksen tehollinen pinta-ala
b_{fix}	pohjalevyn leveys
c_{min}	minimireunaetäisyys
c_{nom}	betonipeitteen nimellisarvo
C_{Ed}	pohjalevyn puristusvoiman resultantti
$c_{cr,N}$	ominaisreunaetäisyys
$c_{cr,sp}$	ankkurin ominaisreunaetäisyys halkeamismurrossa
d_1	ulkokierteen nimellissisähalkaisija
d_2	ulkokierteen nimelliskylkihalkaisija
d_3	ulkokierteen sisähalkaisija
d_h	ankkurin kannan halkaisija
d_c	betonin tehollinen halkaisija
d_r	pultin halkaisija
e_N	epäkeskisyys
e_V	epäkeskisyys
$f_{cc,200}$	betonin murtolujuus
f_{ck}	betonin murtolujuus
f_{cm}	betonin keskimääräinen puristuslujuus
f_{uk}	teräksen murtolujuus
f_{yk}	teräksen myötölujuus
$D_{b,v}$	puristusvoima

$D_{p,v}$	puristusvoima
E_c	betonin kimmokerroin
E_s	teräksen kimmokerroin
F_{sp}	halkaisuvoima
H_1	peruskolmion korkeus
h_{ef}	ankkurointisyyvyys
h_{min}	betoniosan minimipaksuus
K_t	ankkurin jäykkyys
k_0	vakio
k_1	kerroin kartiomurrolle
k_2	kerroin ulosvetomurrolle
k_5	kerroin betonin lohkeamismurrolle
k_6	kerroin teräsmurrolle leikkauskuormituksessa
k_8	kerroin kampeamismurrolle
k_9	kerroin reunamurrolle
k_{ci}	kerroin
k_t	kerroin palotilanteessa
k_v	kerroin vaakasiirtymälle
l_1	pultin ylitse jäävä osa
l_a	vipuvarsi
l_f	pultin tehollinen pituus
L_i	ankkurin mitta kuvissa A.1 ja B.1
L_r	pultin pituus
M_{Ed}	momentti
$M_{Rk,s}$	ankkurin taivutuskestävyys
$M_{Rk,s}^0$	taivutuskestävyyden ominaisarvo
N_{Ed}	vetovoima
N_{Ed}^g	vetokuormitettujen ankkureiden vetovoiman resultantti
$N_{Rk,c}$	kartiomurtokuorma
$N_{Rk,c}^0$	kartiomurron ominaiskestävyys
$N_{Rk,cb}$	reunan lohkeamismurron kestävyys
$N_{Rk,cb}^0$	reunan lohkeamismurron ominaiskestävyys
$N_{Rk,g,s}$	vedetyn ankkuriryhmän teräsmurron murtokuorma
$N_{Rk,p}$	vedetyn ankkurin ulosvetomurron murtokuorma
$N_{Rk,s}$	yksittäisen vedetyn ankkurin teräsmurron murtokuorma
$N_{b,v}$	vetovoima
n_E	teräksen ja betonin kimmokertoimien suhde
$R_{p,v}$	kitkavoima
R_u	kartiomurron ominaiskestävyys vähennetyllä murtopinta-alalla
V_{Ed}	leikkausvoima
V_{Ei}	leikkausvoiman komponentti
V_{Rd}	leikkauskuormitetun ankkurin murtokuorma
$V_{Rk,c}$	reunamurtokestävyys
$V_{Rk,c}^0$	reunamurtokestävyyden ominaisarvo
$V_{Rk,cp}$	kampeamismurtokestävyys
$V_{Rk,cp}^0$	kampeamismurron ominaiskestävyys
$V_{Rk,s,M}$	taivutetun ankkurin leikkauskestävyys

$V_{Rk,s}$	leikkauskuormitetun ankkurin teräsmurtokestävyys
V_{cp}	kampeamismurtokestävyys
V_{cp}^0	kampeamismurron ominaiskestävyys
$V_{u,c}^{fi}$	ankkurin leikkauskestävyys palotilanteessa
W_{el}	pultin taivutusvastus
$S_{cr,N}$	ominaiskeskiöetäisyys
S_{max}	mutterin leveys
S_{min}	minimikeskiöetäisyys
$S_{cr,sp}$	ankkureiden ominaiskeskiöetäisyys halkeamismurrossa
t_0	levyn alustava paksuus
t_h	kannan paksuus
t_v	levyn valittu paksuus
c	ankkurin reunaetäisyys
h	betoniosan paksuus
N	vetovoima
P	kierteen nousu
s	ankkureiden keskiöetäisyys
w	halkeamaleveys
z	voimaparin vipuvarsi pohjalevyn puristetusta osasta vedetyn ankkurin keskiöön
δ	ankkurin siirtymä
κ	Kappa-kerroin
D	levyn halkaisija
E	kimmokerroin
M	momentti
T	lämpötila
V	leikkausvoima
a	levyn ulkoreunan etäisyys keskipisteestä
b	tuen etäisyys keskipisteestä
d	ankkurin halkaisija
e	mutterin leveys
k	kerroin
m	mutterin paksuus
n	ankkurien lukumäärä ankkuriryhmässä
p	paine
r	etäisyys keskipisteestä
t	palon kesto minuutteina
v	Poissonin luku
x	vaakakoordinaatti

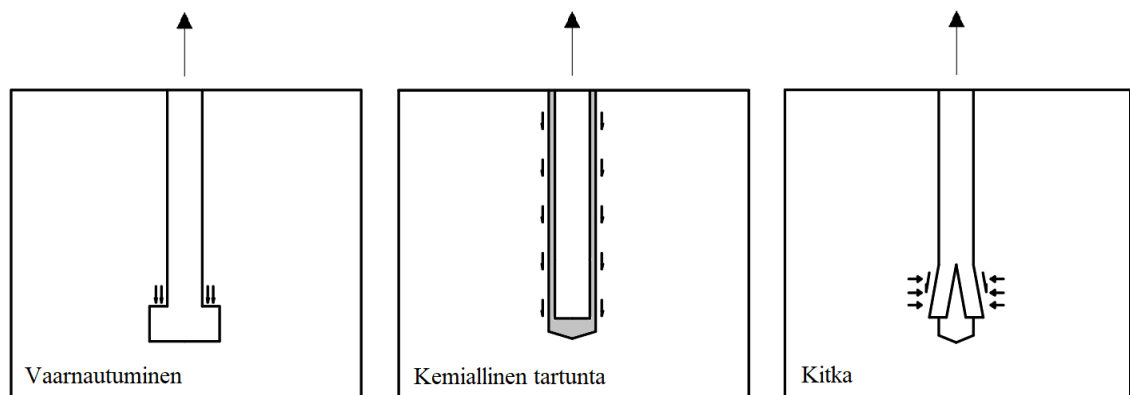
1. JOHDANTO

1.1 Taustaa

Betonin käyttö rakentamisessa on ollut kasvussa viime vuosikymmeninä ja se on maailman käytetyin rakennusmateriaali. Betonin käyttökohteet ovat monenlaisia ja se soveltuu erityisesti raskaiden rakenteiden materiaaliksi. Käyttökohteita ovat esimerkiksi pientalot ja kerrostalot, perustukset, erilaiset infrarakenteet ja voimalaitokset. Rakenteiden turvallisesta kiinnittämisestä betoniin on tullut erityisen tärkeää. Kiinnityksen pettäminen voi johtaa henkilö- tai taloudellisiin vahinkoihin. Tästä syystä kiinnitys tulee suunnitella sellaiseksi, että se kestää siihen kohdistuvat kuormat. [10, s. 2.]

Rakenteet kiinnitetään betoniin ankkuroimalla ne käyttäen erilaisia teräskiinnittimiä. Kiinnittimet voidaan asentaa erilaisilla tavoilla: ne voidaan asettaa betonimuottiin ennen betonin valamista, asentaa kovettuneeseen betoniin esiporattuihin reikiin, tai ne voidaan lyödä suoraan betoniin käyttäen pneumaattista- tai räjähdysenergiaa. [9, s. 12.] Näistä asennustavoista kahta ensimmäistä käytetään eniten raskaiden rakenteiden kiinnityksissä. Ankkurin asentaminen betonimuottiin on vanhin asennustapa ja kyseisten ankkureiden toimintaa on tutkittu eniten. [10, s. 1 – 2.]

Ankkureiden pääasiallinen tehtävä on siirtää veto- ja leikkauskuormia. Ankkureilla on erilaisia kuormansiirtotapoja ja ne voidaan jaotella niiden vetokuormien siirtotavan mukaan. Kuormansiirto voi perustua kitkaan, mekaaniseen vaarnautumiseen, teräksen ja betonin väliseen tartuntaan (kemiallinen vaarnautuminen) tai näiden yhdistelmään. [9, s. 12 – 14.] Kuvassa 1 havainnollistetaan kuormansiirtotapoja.



Kuva 1. Ankkureiden kuormansiirtotavat.

Kiinnitysten suunnittelun avuksi on luotu erilaisia standardeja ja suunnitteluohjeita. Yhdysvaltalainen *American Concrete Institute (ACI)* on julkaissut betoniankkurointien mitoitusohjeen *ACI 318-14* [1] sekä ydinvoimaloiden suunnitteluun vastaavan mitoitusohjeen *ACI 349-13, Appendix D* [2]. Eurooppalainen tekninen arviointiorganisaatio *European Organisation for Technical Assessment (EOTA)* tekee harmonisoituja teknisiä sertifikaatioita rakennustuotteista ja myöntää ETA-arviointeja rakennustuotteille (European Technical Assessment). *EOTA* on julkaissut ohjeistuksen *ETAG 001, Annex C* [11] (European Technical Approval Guideline) ankkurointien mitoitukseen. Eurooppalainen standardointijärjestö *the European Committee for Standardisation (CEN)* on julkaissut teknisen eritelmän *FprEN 1992-4* [16], joka käsittelee betonikiinnitysten mitoittamista. Teknisestä eritelmästä voi *CEN*:in jäsenten äänestyksen perusteella tulla eurooppalainen standardi *EN 1992-4*. Maailmanlaajuinen yhdistys *fib (International Federation for Structural Concrete)* on julkaissut mitoitusohjeen *Design of Anchorages in Concrete* [14] vuonna 2011. Se käsittelee ankkurointien hyvän tavan mukaista mitoittamista. Suomessa rakennustuotteiden standardisoimisesta vastaa *Suomen Standardisoimisliitto SFS ry*. *SFS* vahvistaa Suomen kansalliset standardit ja julkaisee sekä kääntää eurooppalaisia ja kansainvälisiä standardeja suomen kielelle.

1.2 Ongelman kuvaus

Betoniankkurointi on suhteellisen uusi tutkimusala. Ankkurointitekniikka on kehittynyt paljon viimeaikoina, mutta standardit päivittyvät hitaasti uusimpaan tutkimustietoon. Tällä hetkellä Suomen teollisuusrakentamisessa koneiden ja laitteiden kiinnitykseen käytetään usein ankkurointipultteja, jotka perustuvat *SFS:n* julkaisemiin kansallisiin standardeihin *SFS 4632 (vahvistettu 13.04.1993)*, *SFS 4633 (vahvistettu 13.04.1993)* ja *SFS 4634 (vahvistettu 13.04.1993)*. Myös erilaisia vakiotuotteita käytetään, joista osalla ei ole ETA-arviointidokumenttia. Näiden standardien ja vakiotuotteiden soveltuvuus kansainvälisiin projekteihin on kuitenkin kyseenalaista.

Raskaassa teollisuudessa voi esiintyä erityistapauksia, kuten aggressiivisia olosuhteita, toistuvia dynaamisia kuormia, maanjäristyksiä, ja iskukuormia. *SFS*-standardoitujen tuotteiden sekä vakiotuotteiden soveltuvuus näissä tapauksissa on epäselvää. Lisäksi vakiotuotteiden saatavuus esimerkiksi aggressiivisiin olosuhteisiin on heikkoa ja ETA-arviointidokumenttien puute rajoittaa niiden käyttöä myös Suomessa.

SFS-standardeissa käytetään pultin lujuusluokkana Fe 510, joka vastaa lujuutta S355. Taulukoitujen kestävyyksien muuttaminen vastaamaan nykyisin käytettyjä korkeita lujuusluokkia (kuten 8.8 tai 10.9) on ongelmallista. Standardi *SFS 4632* ei myöskään huomioi erittäin suurikokoisia pultteja (60M ja 64M), joita käytetään raskaassa teollisuudessa.

Kuten edellä kuvailtiin, vakiotuotteiden saatavuus ja ETA-arviointidokumenttien puuttuminen, sekä vanhenevat standardit aiheuttavat ongelmia raskaassa teollisuusrakenta-

misessa. On siis tarvetta ankkurointiratkaisuille, jotka voidaan tehdä yleisesti saatavilla olevista ja tarvittaessa aggressiiviseen ympäristöön soveltuvista materiaaleista, ja soveltuvat korkean lujuuden materiaaleille sekä suurille pulttikooille. Ratkaisujen tulisi noudata viimeisintä tutkimustietoa sekä voimassaolevia standardeja.

1.3 Työn tavoite

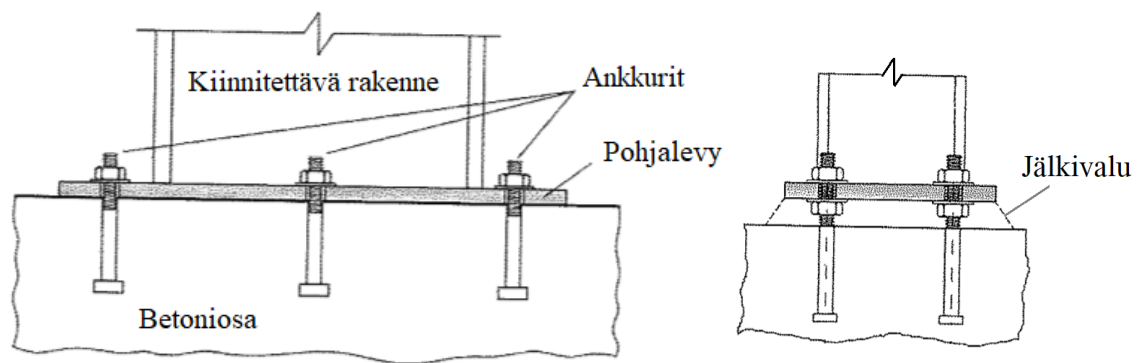
Suuri osa ankkurointitekniikan tutkimuksesta sijoittuu 2000-luvulle. Työn alkuosassa selvitetään nykytietämyksen taso ankkurointitekniikasta keskittyen kannallisten, valuun asennettavien pulttien toimintaan. Myös dynaamisten kuormien, maanjäristyksen ja tulipalon vaikutusta ankkureiden toimintaan tarkastellaan. Työn laajuuden takia työstä rajataan pois raudoituksen vaikutus ankkureiden kapasiteettiin ja toimintaan.

Työn tavoitteena on tutkia kahta ankkuriratkaisua ja määrittää niiden tekniset ominaisuudet. Tutkittavat ankkuriratkaisut ovat yksinkertaisia ja raskaaseen teollisuusrakentamiseen soveltuvia: ensimmäinen koostuu kierretangosta ja mutterista, ja toinen koostuu kierretangosta ja ankkurointilevystä. Ankkurointilevy mitoitetaan sellaiseksi, että ankurin täysi kapasiteetti voidaan saavuttaa. Mitoitus tapahtuu käsinlaskentaa ja numeerista laskentaa hyödyntäen. Ankkuriratkaisujen tekniset ominaisuudet taulukoidaan työn liitteiksi, jotka vastaavat sisällöltään Eurooppalaista teknistä tuotespesifikaatiota. Ankkuriratkaisut ovat valuun asennettavia ja ne muistuttavat toiminnaltaan kannallisia pultteja. Teknisten ominaisuuksien määrittämisessä voidaan siis hyödyntää työn teoriaosuutta. Työn liitteeksi kootaan myös helppokäyttöiset tuotekohtaiset taulukot.

2. ANKKUROINTI RAKENTAMISESSA

2.1 Yleistä

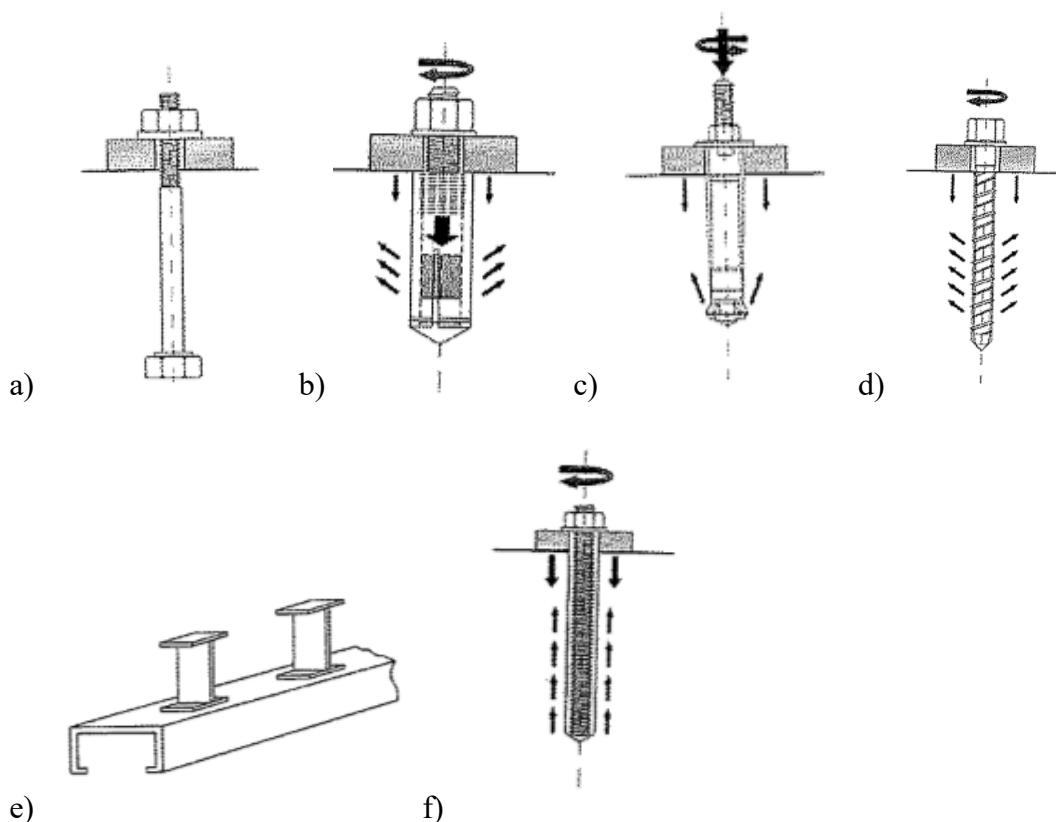
Rakentamisessa on usein tarve siirtää kuormia rakenteesta toiseen, tai kiinnittää rakenteita toisiinsa. Tyypillisiä tilanteita ovat esimerkiksi teräspilarin kiinnittäminen betoni-perustukseen, betonielementtien kiinnitys tai sillanrakennuksessa teräspalkkien kuormien siirtäminen betonilaattaan. Kiinnitystekniikan tarvetta on lisännyt muun muassa teräs- ja betonirakenteiden samanaikaisen käytön lisääntyminen rakentamisessa. Rakenteiden kuormat voidaan siirtää betonirakenteeseen betoniankkuroinnilla. Ankkurointi koostuu usein kiinnitettävästä osasta, pohjalevystä, betoniankkureista ja betoniosasta, johon kuormat siirretään (kuva 2). Ankkureita voi olla kiinnityksessä yksi tai useampi.



Kuva 2. Tyypillisen kiinnityksen osat [14, s. x ja 14, muokattu].

2.2 Ankkurityypit

Ankkureita on erityyppisiä, ja toiset ankkurit sopivat paremmin erilaisiin tilanteisiin kuin toiset. Ankkurityyppejä ovat muunmuassa kannallinen ankkuri (kuva 3.a), laajeneva kiila-ankkuri (kuva 3.b), takakartioankkuri (kuva 3.c), betoniruuvi (kuva 3.d) sekä urakisko (kuva 3.e). Nämä ankkurit ovat toimintatavaltaan mekaanisia. Lisäksi on myös kemiallisia ankkureita (kuva 3.f), joiden toiminta perustuu ankkurin ja betonin väliseen kemialliseen vaarnautumiseen.



Kuva 3. Ankkurityyppejä: a) kannallinen ankkuri, b) laajeneva kiila-ankkuri, c) takakartioankkuri, d) betoniruuvi, e) urakisko ja f) kemiallinen ankkuri [14, s. 2 – 5].

Kannallinen ankkuri (kuva 3.a) valetaan betonin sisään ja sen kanta siirtää vetovoimat betoniin. Kannallisen ankkurin etuja ovat yksinkertaisuus, edullisuus ja hyvä kuorman-siirtokapasiteetti. Betonin sisään valettavia ankkureita käytetään usein ydinvoimaloissa, sillä laattojen tai seinien poraaminen voisi häiritä rakennuksen tiiviyyttä [6, s. 1843]. Tässä työssä keskitytään kannallisiin ankkureihin ja niiden toimintaan betonissa.

Laajeneva kiila-ankkuri (kuva 3.b) on jälki-asennettava ankkuri, jossa ankkurin varsi laajenee ja kiilautuu betonia vasten, kun ankkuria kiristetään tai lyödään yläpuolelta. Ankkurin vetokuormat siirtyvät kitkan avulla betoniin. [10, s. 5.] Ankkurissa voi myös olla leveämpi osa joka pakotetaan betoniin, jolloin kuormat siirtyvät myös mekaanisesti.

Takakartioankkuri (kuva 3.c) asennetaan valmiiksi porattuun reikään, jonka pohjalla on levennys. Ankkuri voi myös leikata pohjalle levennyksen sitä kiristettäessä. Ankkurin päässä oleva kartionmallinen osa asettuu levennystä vasten ja vastustaa näin vetokuormia. Kuormansiirtokyky on samantasoinen kuin kannallisella pultilla, mutta se riippuu takakartion asettumisesta reiän pohjalla olevaan levennykseen. [10, s. 16 – 17].

Betoniruuvi (kuva 3.d) porataan valmiiksi porattuun reikään betonissa, ja sen kierteet leikkaantuvat betoniin reiän seinämissä, mikä aiheuttaa mekaanisen vaarnautumisen. Reikä porataan usein syvemmäksi, jotta ruuvin porauksessa irtoava betoni mahtuu rei-

kään. Betoniruuvin kuormansiirtokyky riippuu esiporatun reiän mittatoleranssista. [10, s. 25.]

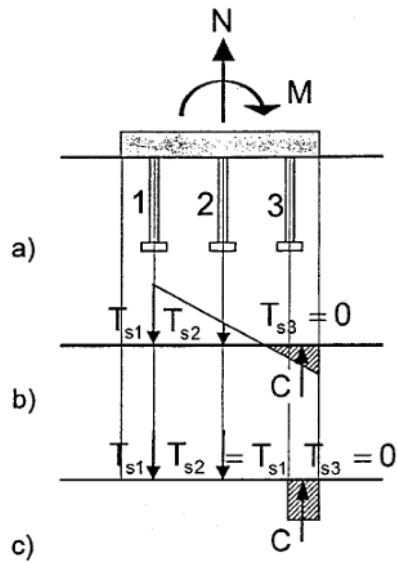
Ankkuroitu urakisko (kuva 3.e) koostuu ankkureista, urakiskosta ja urakiskoon sopivista T-pulteista. Urakisko asennetaan ennen betonin valamista muottiin raudoituksen alle. Ankkurit kiinnitetään urakiskon toiselle puolelle hitsaamalla tai takomalla. Uraan asennetaan T-pultteja, joiden avulla rakenteita voidaan kiinnittää betoniin. Tavallisilla ankkuroidulla urakiskolla voidaan siirtää kuormia vain kohtisuoraan uran suuntaa vastaan, sillä uran suunnassa voimia vastustaa vain kitka pultin ja urakiskon välillä. [10, s. 8.] Ura voi myös olla kuvioitu, jolloin vastaavasti kuvioitu T-pultti siirtää myös uran suuntaisia voimia betoniin.

Kemiallinen ankkuri (kuva 3.f) voi olla esimerkiksi terästanko, joka voidaan asentaa betonivalun sisään. Se voidaan myös asentaa kovettuneeseen betoniin porattuun reikään, joka on täytetty laastilla. Tangon ja laastin välille syntyy kemiallinen sidos, joka vastustaa vetokuormitusta. Kemiallinen ankkurointi on suhteellisen yksinkertainen ankkurointitapa ja sitä käytetäänkin paljon rakentamisessa. Kyseisten ankkureiden suorituskyky on vertailukelpoinen kannallisten ankkureiden ja takakartioankkureiden kanssa [41, s. 695].

2.3 Kuormat

Ankkurointiin voi vaikuttaa veto-, puristus-, leikkaus-, taivutus- ja vääntökuormia. Nämä kohdistuvat yksittäiseen ankkuriin yleensä vain veto- tai leikkauskuormituksena tai niiden yhdistelmänä. Puristuskuormat siirretään yleensä pohjalevyn kautta suoraan betoniin. Puristuskuorma voidaan myös siirtää ankkurin kautta betoniin, mutta tällöin tulee varmistaa betoniosan riittävä paksuus, jotta ankkuri ei halkaise betonia sen toiselta puolelta. Jos leikkauskuormitetussa ankkurissa on vipuvarsi, kohdistuu ankkuriin myös taivutusta. [14, s. 11 – 13.]

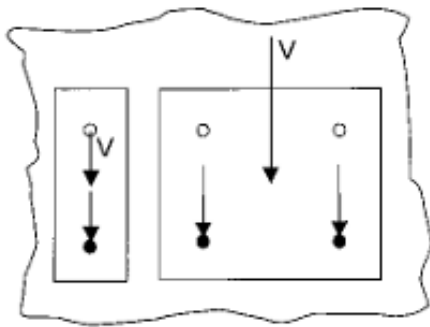
Yksittäiseen ankkuriin kohdistuvat kuormat voidaan määrittää olettaen, että ankkuroinnin pohjalevy on jäykkä ja betoni ja ankkurit noudattavat lineaarista jännitys-venymäyhteyttä. Pohjalevyn voidaan myös olettaa käyttäytyvän plastisesti tai muuten epälineaarisesti. Laskettaessa kuormien jakautumista lineaarisesti, voidaan pohjalevyyn kohdistuvan taivutuksen ja vetovoiman olettaa jakautuvan ankkureiden vetojännityksiksi kuvan 4.b mukaisesti. Laskettaessa kuormia plastisesti voidaan pohjalevyn olettaa taipuvan, jolloin vedettyjen ankkurien kuormat ovat keskenään yhtä suuret ja betonin puristettuun osaan tulee neliön mallinen jännitys jakauma (kuva 4.c). Muut epälineaariset laskentatavat vaativat usein numeerista laskentaa. [10, s. 58 – 61.]



Kuva 4 - Kuormien jakautuminen ankkuriryhmässä [10, s. 58].

- a) Ankkuriryhmä
- b) kuormien jakautuminen elastisen teorian mukaan
- c) kuormien jakautuminen plastisuusteorian mukaan.

Ankkuriryhmän pohjalevyyn vaikuttava vaakavoima (kiinnitysalustan pinnan suuntainen voima) muuttuu yksittäisten ankkurien leikkausvoimiksi. Ankkureiden ollessa hitsattuina pohjalevyyn leikkauskuorma jakautuu tasaisesti kaikille ankkureille. Jos ankkureita ei ole hitsattu, on pohjalevyssä olevissa rei'issä usein hieman ylimääräistä tilaa. Tästä johtuen leikkauskuorma voi jakautua ankkuriryhmässä epätasaisesti. Jos vaakavoima vaikuttaa kohtisuoraan tai yhdensuuntaisesti ankkurien linjaa kohti, voidaan leikkauskuorman olettaa jakautuvan konservatiivisesti vain yhdelle ankkuririville (kuva 5). Tällöin oletus johtaa usein tarpeettoman konservatiiviseen lopputulokseen. [10, s. 60.]

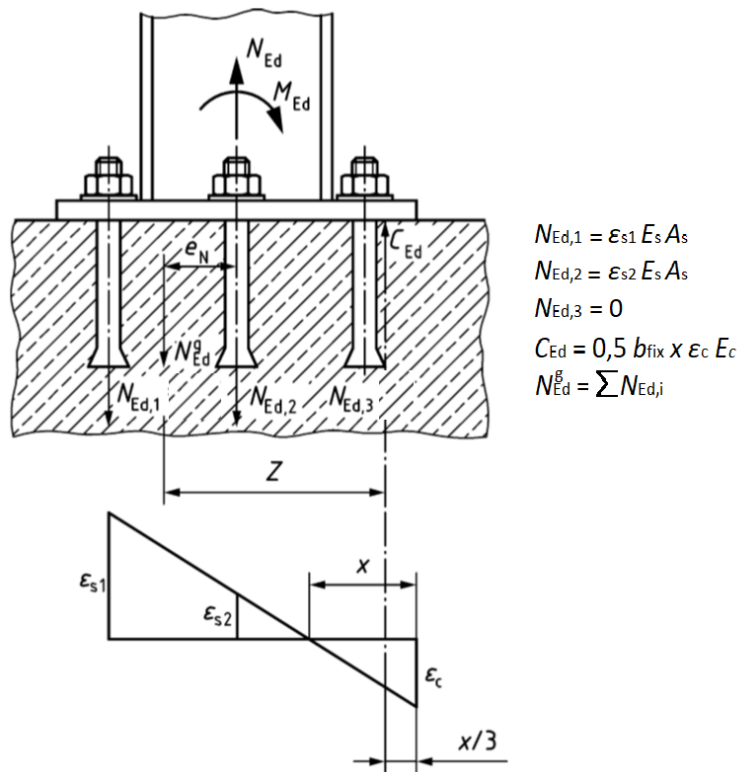


Kuva 5. Kuormien jakautuminen ylisuurien pohjalevyn reikien tapauksessa [10, s. 59].

Ankkureihin kohdistuvat kuormat ovat usein staattisia, mutta niihin voi vaikuttaa myös väsytySKUORMIA, maanjäristys- tai iskukuormia. Standardin *EN 1990* mukaan dynaamiseksi kuormiksi lasketaan sellaiset kuormat jotka aiheuttavat rakenteeseen merkittä-

vän kiihtyvyyden ja staattiseksi sellaiset kuormat jotka eivät aiheuta rakenteessa merkittävää kiihtyvyyttä [35, kohdat 1.5.3.11 ja 1.5.3.12]. Väsytyskuormia voi aiheutua esimerkiksi raskaiden koneiden toiminnasta, liikenteestä tai hisseistä. Staattiseksi kuormiksi luetaan muunmuassa rakenteiden omapaino, ihmisten, lumen ja veden paino sekä tuulikuormat. Tuulikuormien aiheuttama väsyminen otetaan standardin *EN 1991-4* mukaan huomioon, jos rakenne on väsymiselle herkkä [36, kohta 2(5)]. Ankkureiden toimintaa dynaamisissa ja seismisissä kuormituksissa käsitellään luvuissa 4 ja 5.

Kuvassa 6 on standardin *FprEN 1992-4:2017* mukainen esimerkki kuormien jakautumisesta yksittäisille ankkureille. Esimerkissä ankkurointia kuormittaa vetovoima N_{Ed} ja momentti M_{Ed} . Venymien $\varepsilon_{s,i}$ oletetaan jakautuvan lineaarisesti ja ankkureiden jännitysten sekä venymien suhde oletetaan lineaariseksi. Yksittäisen ankkurin voima $N_{Ed,i}$ saadaan kertomalla venymä teräksen poikkileikkauksen pinta-alalla ja kimmokerrotoimella. Puristetulla alueella sijaitsevaan ankkuriin kohdistuva aksiaalinen voima on 0, sillä puristusvoima siirretään pohjalevyn kautta betoniin. Betoniin kohdistuvan voiman resultantti C_{Ed} määritetään kuvan 6 mukaisesti. Muuttuja b_{fix} on pohjalevyn leveys. Kuorman epäkeskisyyden e_N on etäisyys ankkuroinnin keskiöstä vedettyjen ankkureiden vetovoimien resultanttiin N_{Ed}^g . Kuorman epäkeskisyyden vaikutus ankkuroinnin betoniin liittyvien murtotapojen kestävyyskseen (kohdat 3.2.3, 3.2.4, 3.2.5 ja 3.3.3). Kuvassa 6 mitta z on momenttivarsi voimien resultanttien välillä.



Kuva 6. Esimerkki kuormien jakautumisesta yksittäisille ankkureille M/N -kuormituksessa standardin *FprEN 1992-4:2017* mukaan [16, kohta 6.2.1, muokattu].

2.4 Betonin halkeilu

Betonilla on alhainen vetolujuus, joten sillä on usein taipumus halkeilla sen käyttöiän aikana. Halkeilu voi johtua betonin kutistumisesta, siihen vaikuttavista kuormista tai sisäisistä jännityksistä. Betoni voi myös säilyä halkeilemattomana sellaisilla alueilla, joilla vetolujuus ei ylity rakenteen käyttöiän aikana.

Halkeilulla on suuri vaikutus ankkuroinnin toimintaan. Vetokuormitettu ankkuri aiheuttaa ympäröivässä betonissa jännitystilän. Halkeaman kulkiessa ankkurin kohdalta, tai sen vierestä betonissa, betonin jännitystila häiriintyy, mikä heikentää betonin kapasiteettia. Kapasiteetin vähennys riippuu ankkurityypistä. Halkeamaleveyden ollessa $w = 0,3$ mm vedettyjen kannallisten ja takakartioankkureiden kestävyys heikentyy noin 25%. Halkeilleeseen betoniin soveltuvilla laajenevilla ankkureilla kapasiteetin vähennys on hieman suurempi. [9, s. 19.] Myös ankkurin siirtymät kasvavat halkeilleessa betonissa verrattuna halkeilemattomaan betoniin [26, s. 1555]. Leikkauskuormitetulla ankkurilla betonin halkeamien vaikutus on vähäinen, ellei ankkuri sijaitse lähellä betoniosan reunaa [8, s. 124].

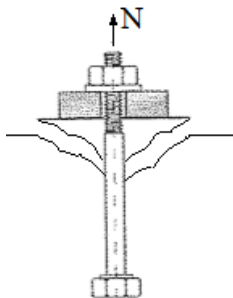
Halkeamat voivat kulkea yhteen suuntaan tai useampaan suuntaan riippuen betoniosan jännitystilasta. Esimerkiksi palkeissa halkeamat kulkeavat usein yhteen suuntaan. Kahteen suuntaan kantavissa laatoissa voivat halkeamat kulkea kahteen suuntaan toisiaan vastaan. Vääntö voi aiheuttaa rakenteessa vinoja halkeamia. Betonin halkeillessa halkeamien kulkeminen ankkureiden kohdalta on verrattain todennäköistä. [10, s. 51.] Tämä johtuu kuormituksen ja esijännittämisen aiheuttamista suurista vetojännityksistä sekä epätasaisesta jännitys jakaumasta ankkurin läheisyydessä [9, s. 19].

Suunniteltaessa ankkurointia suunnittelijan on arvioitava betonin tilaa koko sen elinkaaren aikana. Jos betoni halkeilee alueella, jolla ankkuri sijaitsee, on ankkuri mitoitettava halkeilleeseen betoniin. Ankkurityypin tulee tällöin olla halkeilevaan betoniin soveltuva. [9, s. 21.] Jos betonin halkeilemattomuudesta voidaan varmistua, niin ankkuri voidaan suunnitella halkeamattomaan betoniin. Yleisesti ankkurit tulisi kuitenkin suunnitella halkeilleeseen betoniin, sillä halkeilemattomien alueiden erottaminen halkeilleesta on vaikeaa [8, s. 124].

3. KANNALLISEN PULTIN KÄYTTÄYTYMINEN BETONISSA

3.1 Yleistä

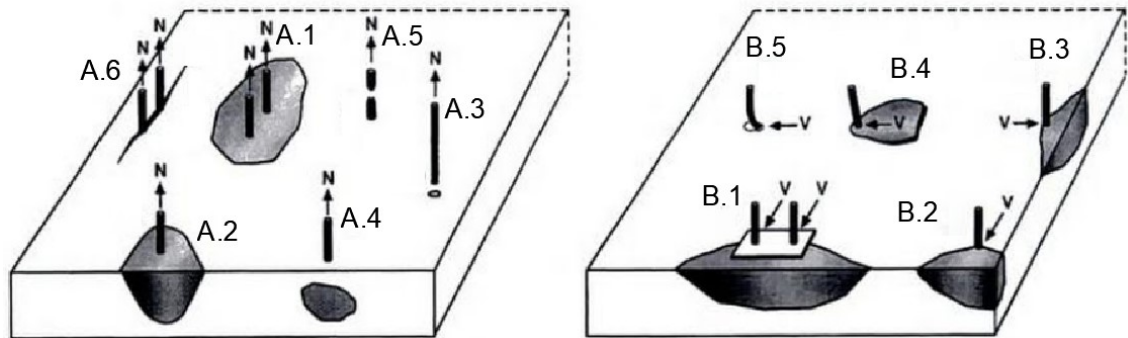
Kannallisella pultilla voidaan siirtää veto- ja leikkauskuormia liitettävästä rakenteesta betoniin. Vetovoimien siirto perustuu pääosin kannan ja betonin väliseen mekaaniseen vaarnautumiseen. Pultin varren ja ympäröivän betonin välille muodostuu myös kemiallinen sidos. Sidos voi olla haitallinen pultin toiminnalle, sillä vetovoiman kasvaessa se saattaa lohkaista kartionmuotoisen betonilohkareen betonin pinnasta ennen ankkuroinnin kapasiteetin täyttymistä (kuva 7). Tästä syystä pultin varsi saatetaan usein eristää betonista riittävältä matkalta, käyttäen esimerkiksi tartunnan estävää teippiä tai maalia. Monessa nykyisin käytetyssä mitoitusohjeessa ei myöskään oteta kannallisen pultin varren ja betonin välistä sidosta huomioon.



Kuva 7. Betonikartion lohkeaminen pultin varren ja ympäröivän betonin välisen kemiallisen sidoksen seurauksena.

Kuormituksen kasvaessa kannallinen ankkurointipultti voi pettää usealla eri tavalla. Ankkurointi voi murtua teräksestä, jolloin murtuma on sitkeä, tai se voi murtua ympäröivästä betonista, jolloin murtuma on pääsääntöisesti hauras. Murtotavat voidaan jakaa veto- ja leikkausvoiman aiheuttamiin murtoihin. Vetovoiman aiheuttamat murtotavat ovat teräsmurto (steel failure), kartiomurto (concrete cone failure), ulosvetomurto (pull-out failure), halkaisumurto (splitting failure) ja reunan lohkemismurto (blow-out failure). Leikkausvoiman aiheuttamat murtotavat ovat teräsmurto (steel failure), betonin kampeamismurto (pry-out failure) ja betonin reuna- tai nurkkamurto (edge/corner edge

breakout failure). Jokaisella murtotavalla on niille ominaisia piirteitä, ja niille voidaan arvioida rajakuormituksia laskennallisesti. [14, s. 37 – 41.]



Kuva 8. Ankkurien murtotavat vetorasituksessa (A) ja leikkausrasituksessa (B) [9, s. 15, muokattu].

Betonin kartiomurrossa (kuva 8, A.1 ja A.2) ankkurin kannan ja betonin väliset jännitykset etenevät kartion muodossa kohti betonin pintaa kohden ja halkaisevat betonista kartion muotoisen lohkokareen [14, s. 37]. Kartiomurron rajakuormaan vaikuttaa lähinnä ankkurointisyyvyys, betonin puristuslujuus, sekä betonin halkeilu.

Ankkurin ulosvetomurto (kuva 8, A.3) tapahtuu, kun kannan ja betonin väliset jännitykset murtavat betonin paikallisesti kannan kohdalta. Ulosvetomurto johtuu usein siitä, että kannan halkaisija, ja samalla myös kuormansiirtoala on pieni, jolloin betoniin kohdistuu suuri paikallinen paine joka murtaa betonin kannan kohdalta. [10, s. 65 – 66.] Ulosvetomurron rajakuormaan vaikuttaa kannan kuormansiirtoala, betonin puristuslujuus ja halkeilu.

Jos vedetty ankkuri on lähellä betoninkappaleen reunaa, voi tapahtua reunan lohkeamismurto (kuva 8, A.4). Ankkuriin kohdistuva vetovoima aiheuttaa ankkurin kannan läheisyyteen sivusuuntaisia jännityksiä, jotka lohkaisevat betonin sivusta kartion muotoisen betonilohkokareen. [14, s. 37.] Tämän murtotavan rajakuormaan vaikuttaa betonin etäisyys reunasta, betonin puristuslujuus sekä kannan kuormansiirtoala.

Vetojännityksen aiheuttama teräsmurto (kuva 8, A.5) tapahtuu, kun pultin murtolujuus ylittyy ennen betonimurron tapahtumista. Teräsmurron rajakuormaan vaikuttavat pultin poikkileikkauksen pinta-ala ja teräksen murtolujuus. Jos teräksen murtuminen ennen betonia halutaan varmistaa, tulee betonin puristuslujuuden, ankkurointisyyvyyden, reu-

naetaisyyksien sekä kannan koon olla riittävän suuret. Vaihtoehtoisesti betonin murtuminen voidaan estää riittävällä raudoituksella.

Betonin halkaisumurto (kuva 8, A.6) voi tapahtua, jos vedetyn ankkurin etäisyys reunasta tai toisesta vedetystä ankkurista on liian pieni ja betoniin syntyy halkeama [10, s. 67]. Kannalliset ankkuripultit soveltuvat halkeilleeseen betoniin, mutta halkeilua tulee rajoittaa raudoituksella [14, s. 144].

Leikkauskuormitetussa ankkuroinnissa voi tapahtua reuna- tai nurkkamurto (kuva 8, B.1, B.2 ja B.3), jos ankkuri on lähellä betonikappaleen reunaa tai nurkkaa. Kuormitettu ankkuri aiheuttaa jännityksiä betoniin jotka etenevä puolikartiomaisesti kohti betonikappaleen vapaata reunaa, ja lohkaisevat betonin. [14, s. 40.] Murtokuorma riippuu ankkurointisyvyydestä, pultin halkaisijasta sekä betonin puristuslujuudesta.

Betonin kampeamismurto (kuva 8, B.4) tarkoittaa tilannetta, jossa leikkauskuormitettu ankkuripultti kampeaa voiman suuntaa vastakkaiselta puolelta betonista lohkareen irti. Kampeamismurto ei tarvitse pientä reunaetäisyyttä tapahtuakseen. [10, s. 105.] Murtokuorma riippuu ankkurointisyvyydestä ja betonin puristuslujuudesta.

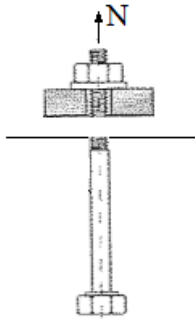
Leikkauskuormitettu ankkuri murtuu teräksestä (kuva 8, B.5), jos leikkausjännitys ylittää teräksen murtolujuuden ennen betonin murtumista. Leikkausvoima voi vaikuttaa pulttiin vipuvarren kanssa tai ilman. Murtokuormaan vaikuttaa teräksen murtolujuus ja halkaisija sekä mahdollinen vipuvarsi.

Kannallinen ankkuri pettää yleensä jollain edellä luetelluista tavoista, mutta se voi murtaa myös niiden yhdistelmällä. Jokaisella murtotavalla on sille ominainen jännityssiirtymäyhteys. Siirtymä aiheutuu sekä pultin ja betonin välisestä liukumasta, että betonin ja teräksen muodonmuutoksista. [10, s. 65.] Ankkurointi tulisi yleisesti ottaen suunnitella siten, että murtotapa on sitkeä. Se onnistuu helpoiten jos ankkuri murtuu teräksestä. Ulosvetomurtuma voidaan laskea puolihauraaksi murtumaksi, mutta tästä ei ole tarpeeksi tutkimustietoa, jotta sitä voitaisiin hyödyntää mitoituksessa [14, s. 114]. Myös hauraat murtotavat voidaan sallia, jos käytetään tarkoituksenmukaisia varmuuskertoimia [41, s. 696].

3.2 Vetomurtotavat

3.2.1 Teräsmurto

Vedetyn ankkurin teräsmurto tapahtuu kun vetojännitys ylittää teräksen murtolujuuden ennen betonimurron tapahtumista (kuva 9). Tällä murtotavalla voidaan saavuttaa teräkselle tyypillinen sitkeä jännitys-venymäkäyrä. Tämä edellyttää riittävää ankkurointisyvyyttä ja sitkeää terästä [10, s. 67].



Kuva 9. Vedetyn ankkurin teräsmurto.

Teräksen murtuminen rajoittaa ankkurin kapasiteetin ylärajan. Jos ankkurointisyvyys on rajoitettu, voidaan suurin kapasiteetti usein saavuttaa betonin kartiomurrolla. Lähestyttäessä ankkurin murtokuormaa, ankkurin sitkeä käyttäytyminen on kuitenkin suotavaa, jottei ankkuroinnin pettäminen tapahtuisi äkillisesti. Sitkeä käyttäytyminen jakaa myös kuormia paremmin ankkuriryhmän sisällä eri ankkureille. Jos jännitys-venymäkäyttäytyminen on liian sitkeä, voi kiinnitys löystyä etenkin kuorman vaihdellessa. [10, s. 67 – 68.]

Teräsmurron rajakuorma riippuu teräksen ominaisuuksista ja ankkurin mitoista. Rajakuormaa voidaan arvioida kaavalla (3.1)

$$N_{Rk,s} = A_s f_{uk}, \quad (3.1)$$

missä A_s on pultin varren poikkileikkauksen tehollinen pinta-ala ja f_{uk} on teräksen murtolujuus. Standardin *ACI 318-14* mukaan teräksen murtolujuus on parempi kuvaamaan teräsmurron rajakuormaa kuin myötölujuus, sillä suurimmalla osalla teräslaaduista ei ole selkeätä myötörajaa [3, kohta R17.5.1.2].

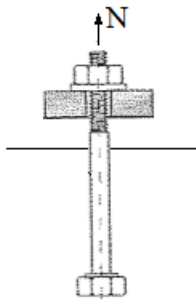
Keskeisesti kuormitetulle ankkuriryhmälle, jossa on n ankkuria, vastaava rajakuorma voidaan laskea kaavalla (3.2).

$$N_{Rk,g,s} = n N_{Rk,s} \quad (3.2)$$

Jos ankkuriryhmää kuormittaa epäkeskeinen voima, voidaan pohjalevyn olettaa käyttäytyvän elastisesti ja jakavan kuorman ankkureille. Jos ankkurit ovat sitkeitä voidaan kuorman jakautuminen ankkureille laskea käyttäen plastisuusteoriaa. [10, s. 69.]

3.2.2 Ulosvetomurto

Vedetyn ankkurin kanta kohdistaa betoniin painetta. Paineen kasvaessa voi tapahtua pultin ulosvetomurto, jolloin betoni pettää ankkurin kannan kohdalta (kuva 10). Murto-tapa on määräävä silloin, kun ankkurin kannan pinta-ala on pieni ja betoniin kohdistuu suuri paine.



Kuva 10. Ulosvetomurto.

Ankkurin siirtymä kasvaa suoraan verrannolliseen paineen toiseen potenssiin. Siirtymään vaikuttaa suurelta osin betonin murtuminen kannan alta. Siirtymän kasvaessa ankkurin tehollinen korkeus pienenee, jolloin myös kartiomurtokapasiteetti laskee. [10, s. 156.] Tämä voidaan ottaa huomioon ankkurin ulosvetokapasiteettia arvioitaessa, mutta nykyiset mitoitusohjeet eivät kuitenkaan huomioi sitä.

Kannallisen pultin ulosvetomurron rajakuormaan vaikuttavat betonin ominaisuudet sekä ankkurin kannan mitat. Pultin ja betonin välinen kemiallinen sidos voidaan usein jättää huomiotta. Rajakuormana pidetään kuormaa, jossa betoni murtuu kannan kohdalta, sillä betonin murtuessa kiinnityksen jäykkyys laskee merkittävästi [1, kohta 17.4.3.4]. Näistä syistä johtuen ankkurointisyyvyyttä ei huomioida ulosvetomurron rajakuormaa arvioitaessa. Rajakuormaa voidaan arvioida kaavalla (3.3)

$$N_{Rk,p} = k_2 f_{ck} A_h, \quad (3.3)$$

missä k_2 on testauksien perusteella saatu kerroin, f_{ck} on betonin murtolujuus ja A_h on kannan kuormansiirtoala [16, kohta 7.2.1.5].

Standardissa *FprEN 1992-4:2017* kertoimena k_2 käytetään arvoa 10,5 halkeamattomassa, ja 7,5 halkeilleessa betonissa. Kuormansiirtoala A_h lasketaan pyöreälle kannalle kaavalla (3.4)

$$A_h = \frac{\pi}{4}(D^2 - d^2), \quad (3.4)$$

missä D on kannan halkaisija ja d on pultin halkaisija. Standardissa *FprEN 1992-4:2017* kannan halkaisija D kaavassa (3.4) on rajoitettu arvoon $6t_h + d$, jossa t_h on kannan paksuus.

Ulosvetomurto on hauras, joten sitä tulisi välttää lisäämällä kannallisen ankkurin kuormansiirtoalaa. Tavanomaisella raudoituksella ei juurikaan voida parantaa ulosvetomurron rajakuormaa [10, s. 99]. *EOTA*:n tuotekohtaisissa teknisissä arvioinneissa annetaan ankkurointituotteille testauksien perusteella saatu ulosvetomurron ominaiskestävyys.

3.2.3 Kartiomurto

Betonin kartiomurto on yleinen murtotapa vedetyllä ankkurilla. Ankkuriin kohdistuva vetovoima siirtyy kannallisella pultilla sen kannan ja mahdollisesti myös varren kautta ympäröivään betoniin. Vetojännitys etenee betonissa kartion muodossa pintaa kohti. Kun betonin vetolujuus ylittyy, betoniin syntyy kartion muotoinen halkeama, joka lopulta lohkaisee betonista kartion muotoisen palan pois, jolloin ankkurointi pettää. Kuvassa 10 nähdään tyypillinen murtokartio raudoittamattomassa betonissa. Kartiomurtotapaa on tutkittu runsaasti ja siitä on tehty useita laskennallisia malleja, joilla murto-kuormaa voidaan ennustaa.



Kuva 11 - Tyypillinen murtokartio [17, s. 70].

Kartion kulmaa mitataan usein vaakatasosta. Se vaihtelee yleensä 30 ja 40 asteen välillä ja sen keskiarvona voidaan pitää 35 astetta. [10, s. 69.] Kuvasta 11 kuitenkin nähdään, että kulman suuruus ei ole vakio, vaan se on jyrkempi lähellä ankkurin päätä ja loivenee betonin pintaa kohti. Tästä voidaan päätellä, että betoniin kohdistuu enemmän leikkausrasitusta lähellä ankkurin päätä, ja enemmän vetorasitusta lähellä betonin pintaa. Murto-kuormaa arvioitaessa voidaan käyttää joko betonin leikkauslujuutta, jonka kanssa käytetään kartion vaipan pinta-alaa, tai betonin vetolujuutta, jolloin käytetään kartion projektion pinta-alaa. [17, s. 70.]

Yksittäisen, kaukana reunoista olevan ankkurin murtokuormaan vaikuttavat siis betonin lujuus ja syntyvän kartion suuruus. Murtokartion suuruus riippuu pääosin ankkurointi-

syvyydestä. Myös betonin sisäiset jännitykset vaikuttavat vaikuttavat murtokartion muotoon; puristusjännityksessä kulma kasvaa ja vetojännityksessä kulma pienenee [10, s. 70]. Esimerkiksi betoniin ankkuroitu taivutettu pilari aiheuttaa pohjalevyn kautta betoniin puristusjännityksiä. Jos vedetty ankkuri sijaitsee tämän puristusjännityksen alueella, sen kartiomurtokuorma voi kasvaa. [5, s. 648.]

Jos betonin murtokartio kohtaa reunan, toisen murtokartion tai halkeaman, se vaikuttaa ankkurin murtokuormaan. Tästä syystä murtokuorma riippuu myös ankkurin reunaetäisyyksistä c , ankkureiden keskiöetäisyyksistä s , sekä betonin halkeilusta. Jos ankkuri on riittävän kaukana halkeilemattoman betoniosan reunoista ja toisista ankkureista, murtokartio pystyy muodostumaan kokonaisuutena ja näin ankkuri saavuttaa täyden kapasiteettinsa määrättyllä ankkurointisyvyydellä.

Betonin kartiomurron murtokuorman arvioimiseksi ollaan kehitetty useita menetelmiä. Tunnetuin käytetty menetelmä on CC-menetelmä (Concrete Capacity), jota kutsutaan myös CCD-menetelmäksi (Concrete Capacity Design). Menetelmä pohjautuu aiemmin käytettyyn Kappa-menetelmään. Sekä CC-menetelmä että Kappa-menetelmä noudattavat murtumismekaniikkaa, eli ne ottavat huomioon kokovaikutuksen. Kokovaikutus tarkoittaa sitä, että jos mittasuhteet pysyvät samoina, niin kokoa kasvattamalla murtokuorma ei kasva samassa suhteessa. [4, s. 37.] Kappa-menetelmässä murtokuormaan vaikuttavat tekijät otetaan huomioon κ -kertoimilla. CC-menetelmä on käyttäjäystävällisempi menetelmä ja se ottaa huomioon kaikki murtotavat noudattaen uudempaa tutkimustietoa. [9, s. 18.] Monet nykyiset standardit ja mitoitusohjeet, kuten *FprEN 1992-4*, *ACI 318* ja *ACI 349* ja *ETAG 001* ovat adoptoineet CC-menetelmän.

CC-menetelmässä murtokartio ajatellaan pyramidiksi, jonka sivun kulma vaakatasosta on noin 35 asteen suuruinen. Pyramidin korkeus on sama kuin tehollinen ankkurointisyvyys h_{ef} ja leveys on $3h_{ef}$. Yksittäisen, kaukana reunoista olevan ankkurin murtokuorma halkeilemattomassa betonissa on verrannollinen betonin vetolujuuteen $k_{c1}f_{ck}^{0,5}$ ja murtokartion projektion pinta-alaan $k_{c2}h_{ef}^2$. Murtumismekaniikasta johtuen CC-menetelmä ottaa huomioon myös kokovaikutuksen, eli murtokuorma on myös verrannollinen termiin $k_{c3}/h_{ef}^{0,5}$. Ominaismurtokuormaa voidaan siis arvioida kaavalla (3.5)

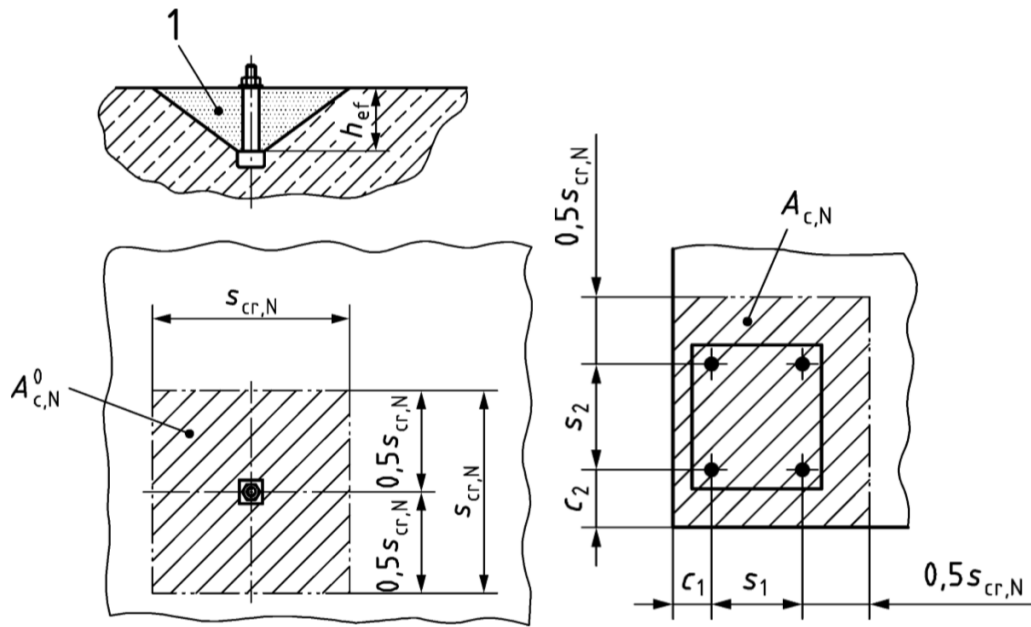
$$N_{Rk,c}^0 = k_{c1}f_{ck}^{0,5}k_{c2}h_{ef}^2\frac{k_{c3}}{h_{ef}^{0,5}} = k_1f_{ck}^{0,5}h_{ef}^{1,5}, \quad (3.5)$$

missä k_{ci} on vakio, f_{ck} on betonin puristuslujuus ja h_{ef} on ankkurin tehollinen ankkurointisyvyys. [9, s. 17.] Standardissa *FprEN 1992-4:2017* kertoimelle k_1 käytetään kannallisilla pulteilla arvoa 8,9 halkeilleessa ja 12,7 halkeilemattomassa betonissa. Kertoimen k_1 arvot perustuvat kokeellisten testauksien 5%-fraktiiliin [1, kohta 17.4.2.2]. Standardeissa *FprEN 1992-4:2017*, *ACI 318-14* ja *ACI 349-13* käytetään betonin puris-

tuslujuutena käytetään lieriöpuristuslujuutta kun taas mitoitusohjeessa *ETAG-001* käytetään kuutiopuristuslujuutta.

CC-menetelmä on vahvistettu kokeellisesti vain betoniluokilla C12/15 – C60/75 [10, s. 75]. Standardissa *FprEN 1992-4:2017* betonin lieriölujuus on laskelmissa rajoitettu arvoon 60 MPa, vaikka korkeampaa lujuutta käytettäisiin rakenteessa [16, kohta 7.1(2)]. Standardin *ACI 318-14* mukaan suurien betonilujuuksien (yli 75 MPa) käyttö antaa laskelmissa epäkonservatiivisia kestävyyskertoimia kannallisille ankkureille, minkä takia betonin lieriölujuus on rajoitettu arvoon 70 MPa [1, kohta R17.2.7].

Reunaetäisyyksien ja keskiöetäisyyksien vaikutus otetaan huomioon vähentämällä murtokuormaa murtopyramidin rajoitetun pinta-alan suhteessa kokonaiseen murtopyramidiin (kuva 12). Ominaismurtokuorma kerrotaan termillä $A_{c,N}/A_{c,N}^0$, missä $A_{c,N}$ on betoniosan reunoilla ja toisilla murtopyramideilla rajoitetun murtopyramidin projektion pinta-ala ja $A_{c,N}^0$ on kokonaisen murtopyramidin projektion pinta-ala $(3h_{ef})^2$.

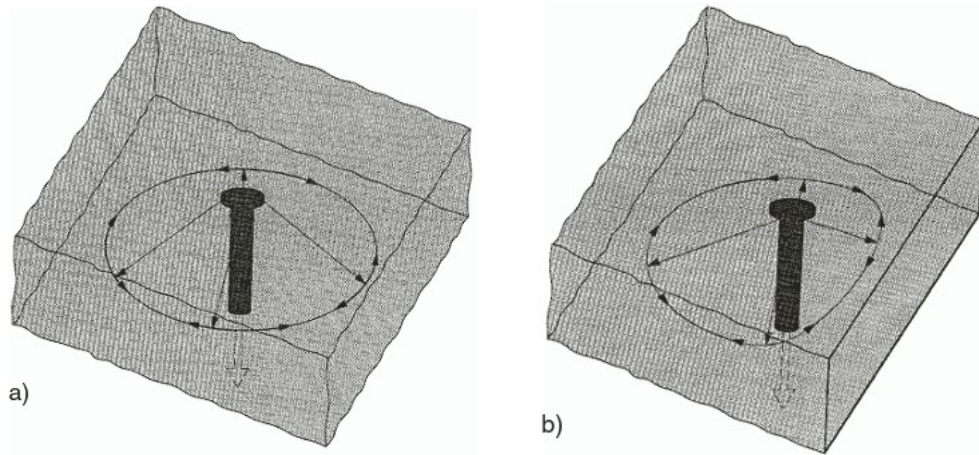


Kuva 12. Kokonaisen ja rajoitetun murtopyramidin projektiot, ominaiskeskiöetäisyys $s_{cr,N}$, keskiöetäisyydet s_1 ja s_2 sekä reunaetäisyydet c_1 ja c_2 [16, kuvat 7.3 ja 7.4].

Vetojännitetty ankkuri synnyttää betoniin rotaatiosymmetrisen jännitystilän (kuva 13.a). Reunan lähellä olevan ankkurin synnyttämä jännitystila häiriintyy reunan kohdalla samalla tavalla kuin halkeaman kohdalla (kuva 13.b). Tämän ilmiön CC-menetelmä huomioi kertoimella $\psi_{s,N}$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,0, \quad (3.6)$$

missä c on reunaetäisyys ja $c_{cr,N}$ on ominaisreunaetäisyys. Ominaisreunaetäisyys tarkoittaa reunaetäisyyttä $c_{cr,N} = 0,5s_{cr,N} = 1,5h_{ef}$, jolla betonirakenteen reuna ei rajoita murtopyramidin muodostumista (kuva 11). *Eligehausenin* ym. mukaan halkeaman kohdalla ankkurin vetokapasiteetti on noin 0,7-kertainen ehjään betoniin verrattuna. Tästä johtuen termin $\psi_{s,N}$ arvo vaihtelee 0,7 – 1,0 riippuen reunaetäisyydestä. [10, s. 82 – 83.]



Kuva 13. Ankkurin betoniin synnyttämä jännitystila a) kaukana reunasta ja b) lähellä reunaa [10, s. 82].

Teräsbetonin pinnassa oleva rauditus voi häiritä lyhyen kannallisen pultin murtokartiota. Raudituksen aiheuttamat kehäjännitykset limittyvät ankkurin aiheuttaman vetojännityskentän kanssa. Tämän lisäksi etenkin raskaasti raudoitettussa teräsbetonissa rauditus aiheuttaa epäjatkuvuutta betonin jännityskentässä. CC-menetelmässä tämä huomioidaan kertoimella $\psi_{re,N}$

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,0 \text{ (tiheä rauditus)} \quad (3.7.a)$$

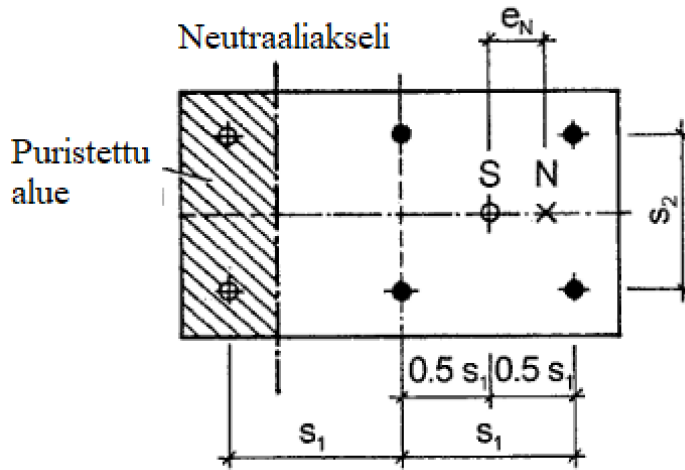
$$\psi_{re,N} = 1,0 \text{ (harva rauditus)}, \quad (3.7.b)$$

missä h_{ef} on ankkurointisyvyys. Kerroin vähentää ankkurointikapasiteettia, kun ankkurointisyvyys on alle 100 mm. Tiheäksi raudoitukseksi voidaan laskea alle 100 mm jaolla oleva alle 10 mm paksu rauditus, tai alle 150 mm jaolla oleva yli 10 mm paksu rauditus. [10, s. 88 – 89.] Standardit *ACI 318-14* ja *ACI 349-13* eivät huomioi tätä termiä kartiomurron murtokuormassa. Pitkillä ankkureilla ($h_{ef} > 100$ mm) rauditus saattaa kasvattaa ankkurointikapasiteettia. Tätä ei kuitenkaan ole tutkittu tarpeeksi, jotta sitä voitaisi hyödyntää mitoituksessa. [14, s. 142.]

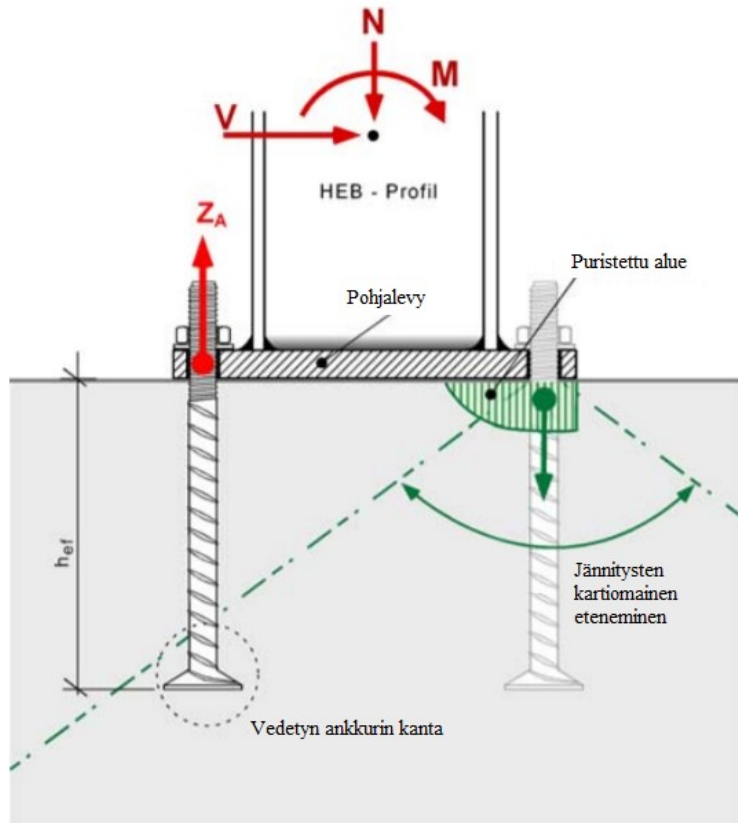
Ankkuriryhmässä ulkoisen kuorman epäkeskisyys muuttaa yksittäiseen ankkuriin kohdistuvaa kuormaa. Epäkeskisyys otetaan CC-menetelmässä huomioon kertoimella $\psi_{ec,N}$

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1+2e_N/s_{cr,N}} \leq 1,0, \quad (3.8)$$

missä e_N on vetokuormitettujen ankkureiden kuormien resultantin etäisyys vetokuormitettujen ankkureiden keskiöstä (kuva 14) ja $s_{cr,N}$ on ankkureiden ominaiskeskiöetäisyys, jolla murtopyramidit eivät limity toistensa kanssa (kuva 12). Kahdessa suunnassa epäkeskisen kuorman tapauksessa termi huomioidaan molempiin suuntiin. [10, s. 84 – 85.]



Kuva 14. Vetokuormitettujen ankkureiden kuormien resultantin N etäisyys e_N vetokuormitettujen ankkureiden keskiöstä S [10, s. 85, muokattu].



Kuva 15. Ankkurointiin kohdistuvan taivutuksen aiheuttama puristusjännitys betonissa [5, s. 658, muokattu].

Jos ankkurointiin kohdistuu taivutusta, voi ankkurointilevy siirtää puristuskuormaa betoniin. Puristusjännitys etenee betonissa kartiomaisesti ja se voi vaikuttaa lähellä oleviin ankkureihin (kuva 15). Tätä ilmiötä tutkivat *Bruckner* ym. vuonna 2001. He tutkivat ankkurointisyvyyden h_{ef} ja ankkureiden keskiöetäisyyksien s vaikutusta kannallisten ankkureiden kartiomurtokuormaan käyttäen FE-analyysiä. Tutkimuksessa huomattiin, että keskiöetäisyyksien kasvaessa ankkureiden murtokuorma laskee, mikä johtunee pohjalevyn aiheuttaman puristusjännityksen kartiomaisesta etenemisestä betonissa. Koska alkuperäinen CC-menetelmä ei huomioi pohjalevyn aiheuttamia puristusjännityksiä, he esittivät kertoimen ψ_{moment} , joka ottaa ilmiön huomioon.

$$\psi_{moment} = \frac{1}{1 - 0,15 \frac{h_{ef}}{s}} \quad (3.9)$$

Kaava (3.9) kuitenkin kasvaa rajatta, kun suhde s/h_{ef} lähenee arvoa 0,15. Tästä syystä he ehdottivat käytettäväksi kaavaa (3.10), joka antaa samanlaisia arvoja kuin kaava (3.9), mutta konservatiivisia arvoja välillä $z/h_{ef} < 0,4$

$$\psi_{moment} = 2 - \frac{z}{h_{ef}}, \quad \text{kun } 0 \leq \frac{z}{h_{ef}} < 1 \quad (3.10.a)$$

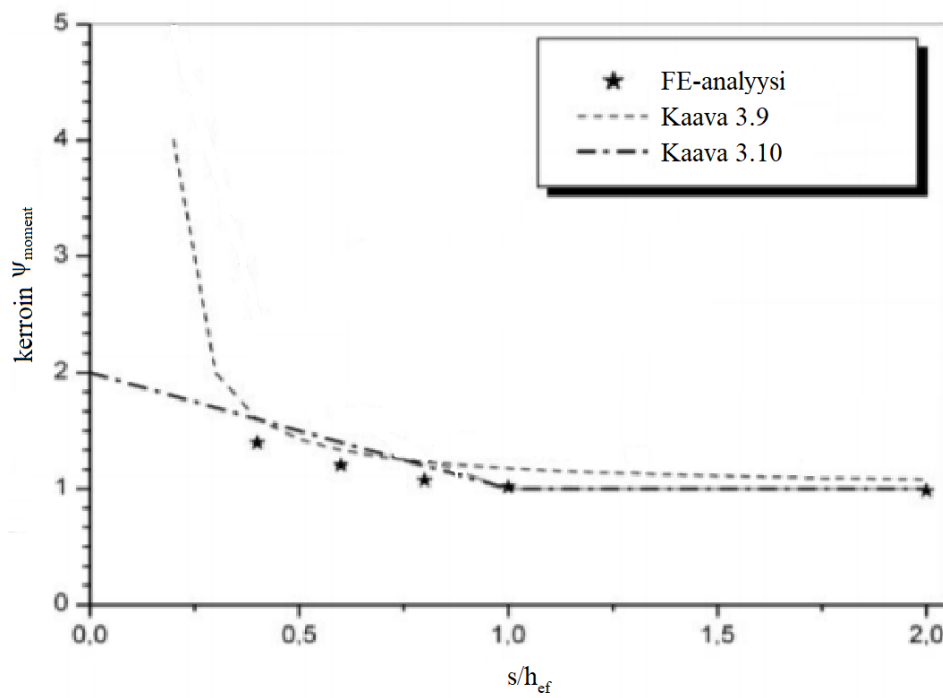
$$\psi_{moment} = 1, \quad \text{kun } 1 \leq \frac{z}{h_{ef}}, \quad (3.10.b)$$

missä z on voimaparin vipuvarsi pohjalevyn puristetusta osasta vedetyn ankkurin keski-
öön. [5.] Standardissa *FprEN 1992-4:2017* pohjalevyn aiheuttamat puristusjännitykset
huomioidaan termillä $\psi_{M,N}$

$$\begin{aligned} \psi_{M,N} &= 1, & \text{kun } c < 1,5h_{ef} \\ & & \text{tai } c \geq 1,5h_{ef} \text{ ja } C_{Ed}/N_{Ed}^g < 0,8 \\ & & \text{tai } z/h_{ef} \geq 1,5 \end{aligned} \quad (3.11.a)$$

$$\psi_{M,N} = 2 - \frac{z}{1,5h_{ef}} \geq 1, \quad (3.11.b)$$

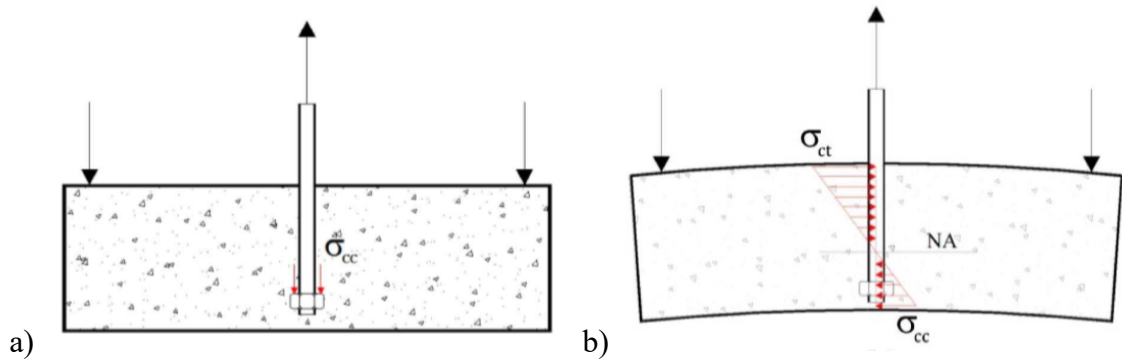
missä C_{Ed} on pohjalevyn aiheuttaman puristusvoiman resultantti ja N_{Ed}^g on vetokuormi-
tettujen ankkureiden vetovoiman resultantti [16, kohta 7.2.1.4(7)]. Kuvassa 16 on esitet-
ty FE-analyysin tulokset sekä kaavat (3.9), (3.10).



Kuva 16. Kertoimen ψ_{moment} riippuvuus suhteesta s/h_{ef} sekä FE-analyysin tulokset [5, s. 656, muokattu].

Kannallisen ankkurin kartiomurtokuormaa voidaan siis arvioida kaavalla (3.12).

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \psi_{s,N} \psi_{re,N} \psi_{ec,N} \psi_{M,N} \quad (3.12)$$



Kuva 17. Ankkurin aiheuttamat a) paikalliset ja b) globaalit jännitykset betonissa [27, s. 2].

Vedetty kannallinen ankkuri aiheuttaa betoniin sekä paikallisia että globaaleja jännityksiä. Paikalliset jännitykset johtuvat kannan mekaanisesta vaarnautumisesta (kuva 17.a) ja globaalit jännitykset johtuvat betoniosan taipumisesta (kuva 17.b). Paikallisiin jännityksiin vaikuttaa kannan kuormansiirtoala. Globaaleihin jännitykseen vaikuttaa betoniosan paksuus ja pinnan raudoitus. Nykyinen CC-menetelmä ei huomioi kannan kuormansiirtoalan, betoniosan paksuuden ja pinnan raudoituksen vaikutusta ankkurin kartiomurtokestävyyteen. Vuonna 2017 Nilforoush ym. ehdottivat CC-menetelmään kertoimia, joilla nämä seikat voidaan ottaa huomioon. Kerroin ψ_h huomioi betoniosan paksuuden vaikutuksen ja se määritellään seuraavasti:

$$\psi_h = \left(\frac{h}{2,0h_{ef}} \right)^{0,25} \leq 1,20, \quad (3.13)$$

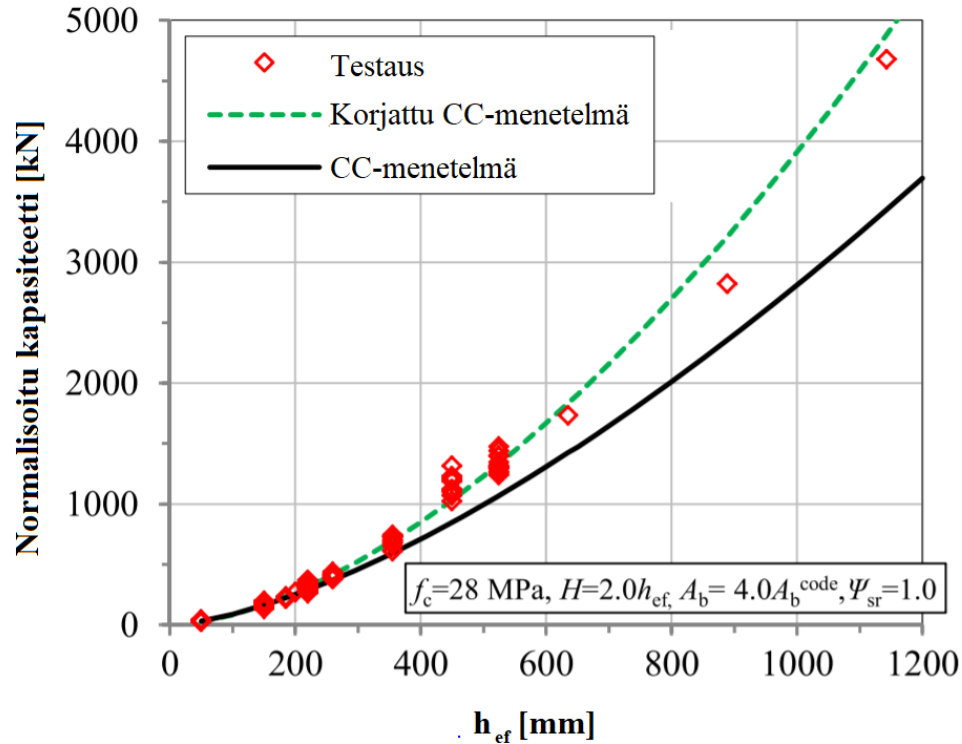
missä h on betoniosan paksuus. Kerroin ψ_{Ah} huomioi kannan kuormansiirtoalan vaikutuksen ja se määritellään seuraavasti:

$$\psi_{Ah} = \left(\frac{A_b}{A_b^{code}} \right)^{0,1}, \quad (3.14)$$

missä A_b on kannan kuormansiirtoala ja A_b^{code} on CC-menetelmän kartiomurtokestävyyttä vastaava kuormansiirtoala. Kerroin ψ_{Sr} ottaa mahdollisen pinnan raudoituksen vaikutuksen huomioon ja se määritellään seuraavasti:

$$\begin{aligned} \psi_{Sr} &= 1,35 \left(\frac{h_{ef}}{h} \right)^{0,25} \leq 1,20, \quad \text{kun } h \leq 3,0h_{ef} \\ &= 1,00, \quad \text{kun } h > 3,0h_{ef} \end{aligned} \quad (3.15)$$

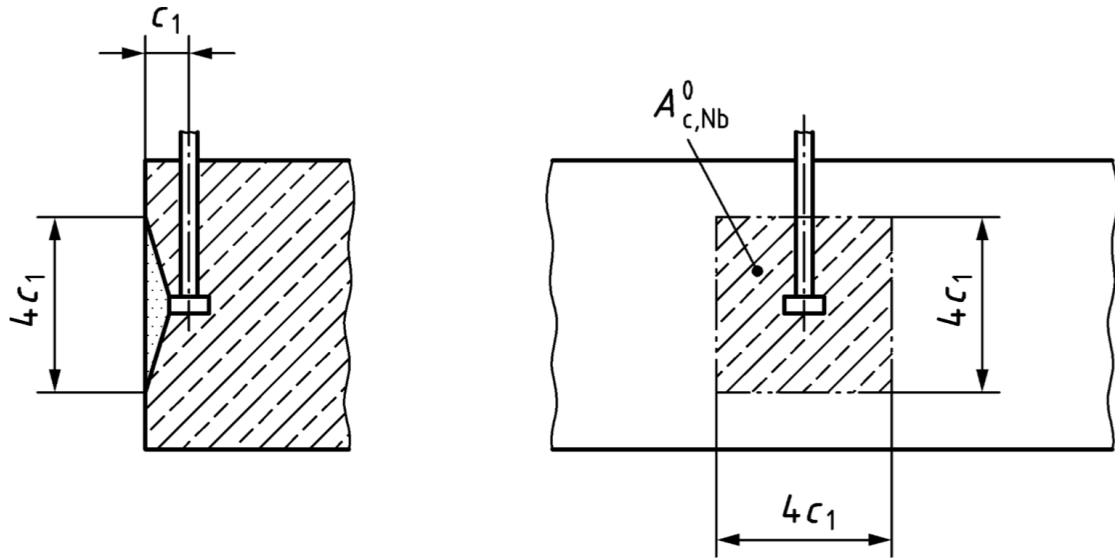
Kuvassa 18 esitetään CC-menetelmän vertailu ehdotetuilla kertoimilla korjattuun CC-menetelmään koetulosten perusteella. Koetulokset perustuvat aiempiin tutkimuksiin. Kuvasta nähdään, että korjattu CC-menetelmä vastaa paremmin koetuloksia kuin CC-menetelmä suurella kannan koolla ($A_b = 4,0 A_b^{code}$). [27.]



Kuva 18. CC-menetelmän ja kertoimilla (3.13), (3.14) ja (3.15) korjatun CC-menetelmän vertailu. Testien kapasiteetit on normalisoitu muuttujien f_c , h , A_b ja Ψ_{sr} osalta. [27, s. 13, muokattu.]

3.2.4 Reunan lohkeamismurto

Vedetty kannallinen ankkuri aiheuttaa betoniin sivusuuntaisia jännityksiä. Jos ankkuri on tarpeeksi lähellä reunaa, voi betonin reunasta lohjeta kartion muotoinen pala ankkurin kannan kohdalta (kuva 19). Tätä kutsutaan reunan lohkeamismurroksi. Reunan lohkeamismurto on usein määräävä ankkurin ollessa lähellä reunaa ja ankkurointisyvyyden ollessa riittävän suuri. Sivusuuntaiset jännitykset aiheutuu kvasihydrostaattisesta paineesta kannan läheisyydessä. Sivusuuntainen voima on suoraan verrannollinen ankkuriin kohdistuvaan vetovoimaan. [10, s. 94.]



Kuva 19. Betonin lohkeamismurto ja idealisoitu murtokartio standardin *FprEN 1992-4:2017* mukaan [16, kuva 7.7].

Murtokuormaa voidaan arvioida CC-menetelmällä. Betonin reunasta oletetaan lohkeavan murtopyramidi, jonka sivun pituus on $4c_1$ (kuva 19). Yksittäisen ankkurin maksimaaliseen murtokuormaan vaikuttaa ankkurin etäisyys reunasta c_1 , ankkurin pään kuormansiirtoala A_h , betonin puristuslujuus f_{ck} ja halkeilu. Murtokuormaan ei vaikuta ankkurointisyyvyys, koska murtuminen tapahtuu betonin sivusta [18, s. 387]. Betonin kartiomurron tavoin reunan lohkeamismurron murtokuormaan vaikuttaa myös ankkuri-ryhmän muut ankkurit sekä murtokartion kehittyminen ja limittyminen muiden murtokartioiden kanssa. Standardissa *FprEN 1992-4:2017* murtokuorma lasketaan kaavalla (3.16)

$$N_{Rk,cb} = N_{Rk,cb}^0 \frac{A_{c,Nb}}{A_{c,Nb}^0} \psi_{s,Nb} \psi_{g,Nb} \psi_{ec,Nb}, \quad (3.16)$$

missä $N_{Rk,cb}^0$ on reunan lohkeamismurron ominaiskestävyys ja $A_{c,Nb}$ on murtopyramidin projektion pinta-ala, joka on rajoitettu muilla murtokartioilla ja reunoilla. $A_{c,Nb}^0$ on referenssipinta-ala $(4c_1)^2$ (kuva 18). Kerroin $\psi_{s,Nb}$ ottaa huomioon betonin jännitysten häiriintymisen reunojen kohdalla (vrt. kerroin $\psi_{s,N}$, kohta 3.2.3) ja se lasketaan kaavalla (3.17)

$$\psi_{s,Nb} = 0,7 + 0,3 \frac{c_2}{2c_1} \leq 1,0, \quad (3.17)$$

missä c_2 on pienin etäisyys reunasta kohtisuorassa suunnassa sivuttaista voimaa vastaan. Kerroin $\psi_{g,Nb}$ ottaa huomioon muiden reunan suunnassa rivissä olevien ankkureiden vaikutuksen huomioon. Lähekkäin rivissä olevat ankkurit käyttäytyvät kuin yksittäinen ankkuri, jolla on n -kertainen kuormansiirtoala [18, s. 392]. Kerroin lasketaan kaavalla (3.18)

$$\psi_{g,Nb} = \sqrt{n} + (1 - \sqrt{n}) \frac{s_2}{4c_1} \geq 1, \quad (3.18)$$

missä n on ankkurien lukumäärä ja s_2 on keskiöetäisyys ($s_2 \leq 4c_1$). Kerroin $\psi_{ec,Nb}$ ottaa huomioon ulkoisen kuorman epäkeskisyyden ankkuriryhmässä (vrt. $\psi_{ec,N}$, kohta 3.2.3). Se lasketaan kaavalla (3.19)

$$\psi_{ec,Nb} = \frac{1}{1 + 2e_N/(4c_1)}, \quad (3.19)$$

missä e_N on vetokuorman resultantin epäkeskisyyden ankkureiden keskiöstä.

Standardissa *FprEN 1992-4:2017* ankkurin ominaiskestävyys lohkeamismurrolle lasketaan kaavalla (3.20)

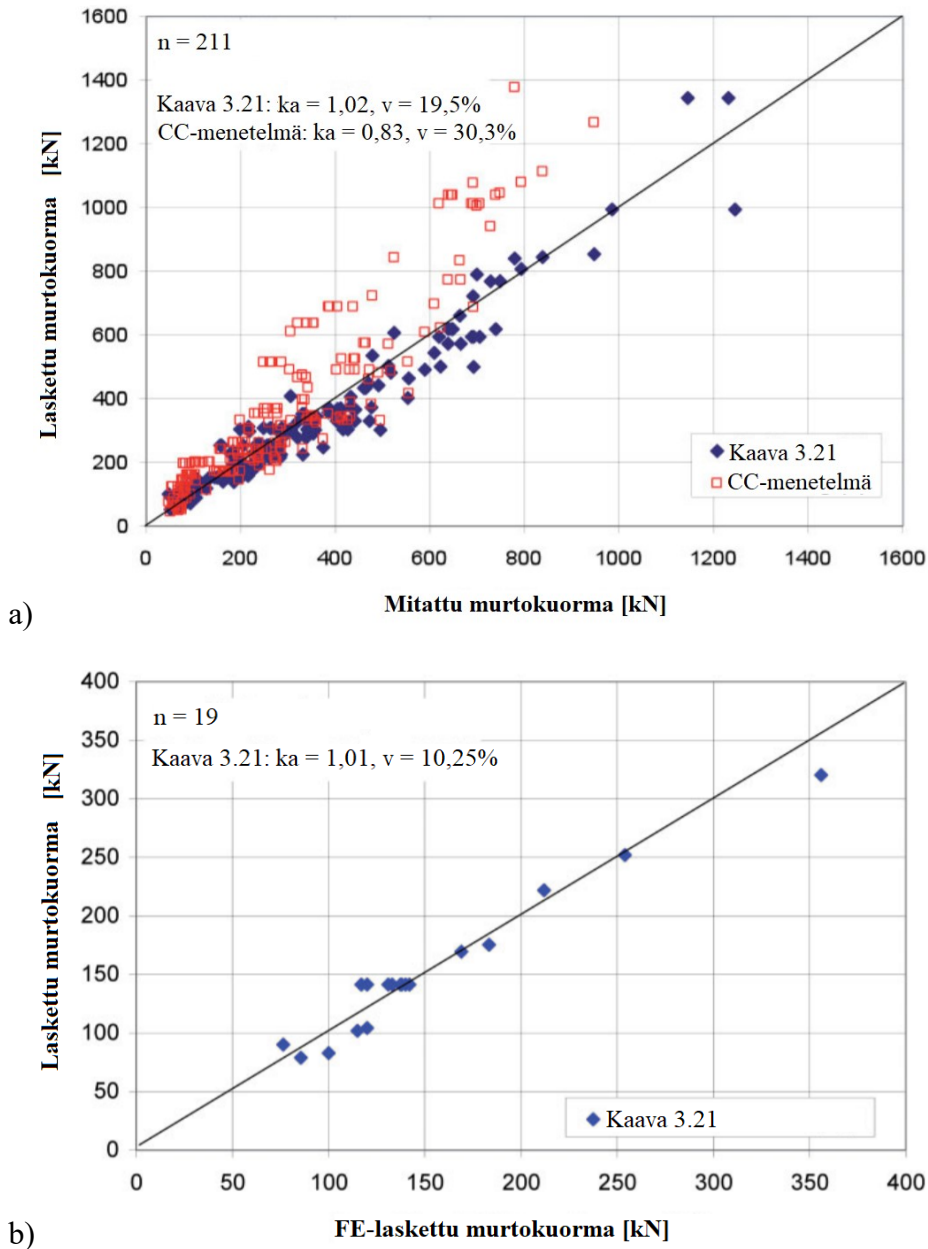
$$N_{Rk,cb}^0 = k_5 c_1 \sqrt{A_h} \sqrt{f_{ck}}, \quad (3.20)$$

missä kerroin k_5 on 8,7 halkeilleessa betonissa ja 12,2 halkeilemattomassa. Kaava perustuu koetulosten regressioanalyysiin ja oletukseen, että murtokuorma on suoraan verrannollinen betonin leikkauskestävyyteen ($\sqrt{f_{ck}}$) [10, s. 94].

Hoffmann ja Eligehausen [18] tutkivat kannallisten pulttien käyttäytymistä lähellä reunaa vuonna 2009. Heidän mukaansa vedetyn ankkurin kannan aiheuttama sivuttaisvoima ei ole suoraan verrannollinen betonin leikkauskestävyyteen, vaan se riippuu voimakkaammin betonin lujuudesta. Tämä johtuu kannan aiheuttamasta hydrostaattisesta paineesta betonissa. He osoittivat lisäksi, että reunaetäisyydellä on pienempi vaikutus reunan lohkemiskuormaan, kuin CC-menetelmässä. He esittivät reunan lohkeamiskuormaksi kaavaa (3.21).

$$N_{Rk,cb}^0 = 18,5 c_1^{0,75} A_h^{0,5} f_{ck}^{0,75} \quad (3.21)$$

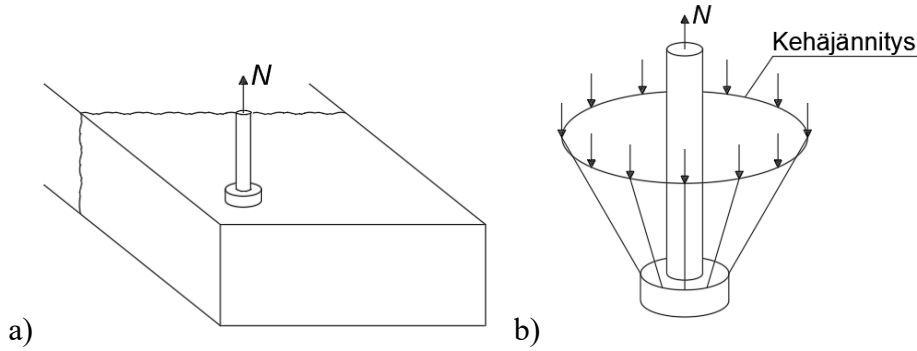
Kuvassa 19.a on vertailtu kaavaa (3.21) CC-menetelmän kaavaan käyttäen aiempien tutkimuksien koetuloksia. Kuvasta 20.a nähdään, että kaava (3.21) kuvastaa paremmin koetulosten arvoja kuin CC-menetelmä. Kuvassa 20.b esitetään kaavan (3.21) vertailu FEM-analyysin arvoihin. Eurooppalainen mitoitusohje *Design of Fasteners for Use in Concrete* on ottanut kaavan (3.21) käyttöön vuonna 2011.



Kuva 20. a) Kaavan (3.21) ja CC-menetelmän vertailu aiempien tutkimusten koetuloksiin [18, s. 388]. b) Kaavan (3.21) vertailu FEM-laskennan tuloksiin (n on testien lukumäärä, ka on keskiarvo, v on variaatiokerroin) [18, s. 391].

3.2.5 Betonin halkaisumurto

Yksi vedetyn ankkurin murtotavoista on betonin halkaisumurto (kuva 21.a). Riittävän pienillä reunaetäisyyksillä yksittäinen ankkuri voi halkaista betonin, jolloin ankkurointi voi pettää. Myös ankkuriryhmässä keskiöetäisyyksien ollessa liian pienet voi betoni haljeta ankkurien suuntaisesti. Kannallisella pultilla halkaisuvoimat johtuvat kannasta lähtöisin olevista kehäjännityksistä betonissa (kuva 21.b) [14, s. 38]. Esijännitetty kannallinen pultti voi aiheuttaa halkaisumurron jo asennusvaiheessa, jos reunaetäisyys on liian pieni [10, s. 100].



Kuva 21. a) Betonin halkaisumurto ja b) ankkurin kannasta lähtöisin olevat kehäjäännitykset.

Halkaisumurron murtokuormalle ei olla vielä kehitetty yleispätevää laskutapaa. Tästä syystä halkaisumurto estetään usein käyttämällä riittävän suuria reunaetäisyyksiä c ja keskiöetäisyyksiä s . Ankkurille voidaan määrittää ominaisreunaetäisyys $c_{cr,sp}$ ja ominaiskeskiöetäisyys $s_{cr,sp}$ testauksien perusteella. Jos reuna- ja keskiöetäisyydet täyttävät ehdot $s \geq s_{cr,sp}$ ja $c \geq c_{cr,sp}$ (ankkuriryhmillä $c \geq 1,2c_{cr,sp}$), niin kartiomurron kestävyys ylittyy ennen halkaisumurtoa. Tällöin murtokuorma voidaan laskea kohdan 3.2.3 mukaan. Jos testauksien perusteella saatu $c_{cr,sp}$ on pienempi kuin $c_{cr,N}$, voidaan olettaa, että halkaisumurtoa ei tapahdu. Jos reuna- ja keskiöetäisyydet alittavat etäisyyksien ominaisarvot, voidaan halkaisumurron murtokuormaa arvioida CC-menetelmää muistuttavalla kaavalla (3.22)

$$N_{Rk,sp} = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \psi_{s,N} \psi_{re,N} \psi_{ec,N} \psi_{h,sp} N_{Rk,c}^0, \quad (3.22)$$

missä $A_{c,N}$, $A_{c,N}^0$, $\psi_{s,N}$, $\psi_{ec,N}$, $\psi_{re,N}$ ja $N_{Rk,c}^0$ lasketaan kohdan 3.2.3 mukaan, käyttäen etäisyyksien ominaisarvoina $c_{cr,sp}$ ja $s_{cr,sp}$. Standardissa *FprEN 1992-4:2017* ominaiskestävyyden $N_{Rk,c}^0$ tilalla voidaan käyttää ulosvetomurron kestävyttä $N_{Rk,p}$, jos se on rajoittavampi kuin kartiomurto. Kerroin $\psi_{h,sp}$ ottaa huomioon betoniosan paksuuden h ja se lasketaan kaavalla (3.23)

$$1 \leq \psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \leq \left(\frac{h_{ef} + 1,5c_1}{h_{min}} \right)^{2/3} \leq 2,0, \quad (3.23)$$

missä h_{min} on betoniosan minimipaksuus. Kertoimen rajaaminen arvoon 2,0 perustuu siihen, että testauksissa ei olla saatu yli kaksinkertaista murtokuormaa betoniosan paksuutta lisäämällä. [14, s. 144 – 145.]

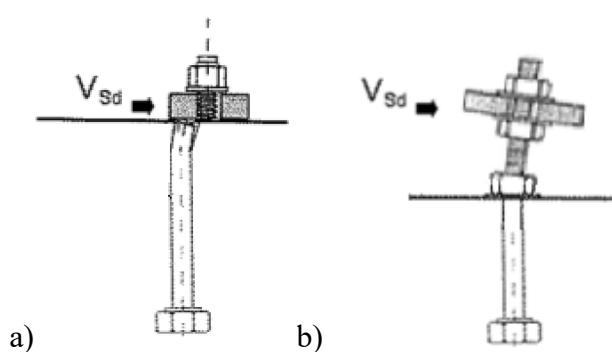
Eligehausenin ym. mukaan kannallisella ankkurilla voidaan halkaisumurron ominaisreunaetäisyytenä käyttää $c_{cr,sp} = 1,0 h_{ef}$ ja ominaiskeskiöetäisyytenä $s_{cr,sp} = 2c_{cr,sp}$. Lähellä kahta reunaa ominaisreunaetäisyyttä tulisi kasvattaa 20%. [10, s. 101.]

Raudoituksen avulla voidaan rajoittaa halkaisuvoimien aiheuttamien halkeamien leveyttä. Jos halkeamaleveyttä rajoitetaan staattisessa kuormituksessa riittävästi (alle $\sim 0,3$ mm), niin kannallisella ankkurilla voidaan saavuttaa kartiomurtokestävyys, sillä kannallinen ankkuri soveltuu halkelleeseen betoniin. Tällöin halkaisumurto ei ole määräävä murtotapa. [14, s. 144.] Halkaisuvoimat riippuvat ankkuroinnin yksityiskohdista, mutta niitä voidaan arvioida olevan suoraan verrannollisia ankkuriin kohdistuvaan staattiseen vetovoimaan N . Kannallisilla ankkureilla voidaan käyttää arvoa $F_{sp} = 0,5N$. [10, s. 103.] Mitoitusohjeen *Design of Fasteners for Use in Concrete* mukaan halkaisumurtoa ei tarvitse tarkastaa, jos betoni oletetaan halkeilleeksi kannallista pulttia mitoitettaessa [14, s. 205].

3.3 Leikkausmurtotavat

3.3.1 Teräsmurto

Leikkauskuormitettu ankkuri voi murtua teräksestä, jos ankkurointisyyvyys ja reunaetäisyydet ovat riittävän suuria. Jos leikkauskuorman resultantti ja betonin pinta ovat samalla korkeudella (kuva 22.a), kohdistuu ankkuriin vain leikkauskuormaa. Tällöin teräs murtuu ankkurinpultin leikkausjännityksen ylittäessä sen murtolujuuden. Jos leikkauskuormalla on vipuvarsi betonin pintaan nähden (kuva 22.b), ankkuriin kohdistuu myös taivutusta. Taivutusjännityksen ylittäessä teräksen myötölujuuden ankkuri pettää. Ankkurin taipuessa siihen kohdistuu myös vetojännityksiä. Leikkauskuormituksen kasvaessa betonin pinta usein lohkeilee, mikä kasvattaa kuorman vipuvartta, ja näin lisää teräksen taivutusjännityksiä. Ankkurin teräsmurto määrää sen suurimman leikkauskapasiteetin. [10, s. 103 – 105.]



Kuva 22. Leikkauskuormitetun ankkurin teräsmurto a) ilman vipuvartta ja b) vipuvarren kanssa.

Leikkauskuormituksessa ankkuripulttiin vaikuttaa samanaikaisesti leikkaus-, taivutus- ja vetojännitys. Teräksen murtokuormalle leikkauskuormituksessa ilman vipuvartta ei ole vielä kehitetty yleisesti hyväksyttyä analyyttistä laskentatapaa, joka ottaisi tämän monimutkaisen jännitystilan huomioon. Murtokuorman ajatellaan usein olevan suoraan

verrannollinen pultin poikkileikkauksen teholliseen pinta-alaan A_s ja teräksen murtolujuuteen f_{uk} . Tällöin murtokuormaa voidaan arvioida kaavalla (3.24)

$$V_{Rk,s} = k_6 A_s f_{uk}, \quad (3.24)$$

missä k_6 on testauksien perustella määritetty kerroin. [10, s. 105 – 106.] Standardissa *FprEN 1992-4:2017* kertoimena k_6 käytetään arvoa 0,6, kun $f_{uk} \leq 500$ MPa ja 0,5, kun $500 \text{ MPa} < f_{uk} < 1000 \text{ MPa}$ [16, kohta 7.2.2.3.1]. Leikkauskuormitetussa ankkuriyhtymässä voidaan yksittäisen ankkurin murtokuormaa vähentää 20%. Tällä otetaan huomioon voimien epätasainen jakautuminen ankkureiden kesken. [10, s. 107.]

Jos leikkausvoima V vaikuttaa ankkuriin vipuvarren l_a kanssa, vaikuttaa ankkuripulttiin momentti M

$$M = \frac{V l_a}{\alpha_M}, \quad (3.25)$$

missä α_M ottaa huomioon pohjalevyn kiertymisen. Standardin *FprEN 1992-4:2017* mukaan α_M on 1,0, jos pohjalevy voi kiertyä vapaasti ja 2,0, jos pohjalevyn kiertyminen on estetty. Ankkurin leikkauskestävyys saadaan tällöin siis kaavasta (3.26)

$$V_{Rk,s,M} = \frac{\alpha_M M_{Rk,s}}{l_a}, \quad (3.26)$$

missä $M_{Rk,s}$ on ankkurin taivutuskestävyys. Standardin *FprEN 1992-4:2017* mukaan taivutuskestävyys vähenee ankkuriin vaikuttavan vetovoiman N kasvaessa ja se noudattaa kaavaa (3.27)

$$M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 (1 - N/N_{Rd,s}), \quad (3.27)$$

missä $M_{Rk,s}^0$ on taivutuskestävyyden ominaisarvo. Taivutuskestävyyden ominaisarvo voidaan määrittää kokeilla ja se voidaan merkitä ankkurituotteen hyväksyntä- tai tekniseen dokumenttiin. Mitoitusohjeen *Design of Fasteners for Use in Concrete* mukaan ominaiskestävyys voidaan laskea kaavalla (3.28)

$$M_{Rk,s}^0 = 1,5 W_{el} f_{yk}, \quad (3.28)$$

missä W_{el} on pultin taivutusvastus [14, s. 148].

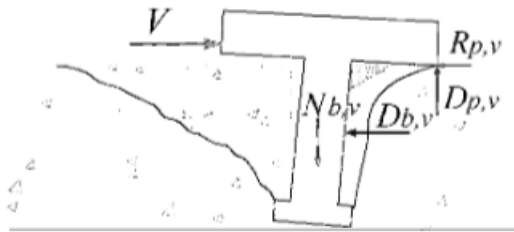
3.3.2 Kampeamismurto

Kampeamismurto tarkoittaa leikkauskuormitetun ankkurin murtotapaa, jossa betoni lohkeaa ankkurin takaa. Ankkuri ”kampeaa” betonista lohkareen leikkausvoiman suuntaa vastapäiseltä puolelta. Kampeamismurron syntymiseen vaikuttaa leikkauskuormite-

tun ankkurin taipumisesta johtuva vetojännitys ja leikkausvoiman vipuvarsi betonin pintaan nähden [14, s. 40].

Leikkauskuorman kasvaessa pintabetonin halkeilu kasvattaa leikkausvoiman ja betonin pinnan välistä epäkeskisyyttä. Myös ankkureiden venyminen ja pohjalevyn kiertyminen lisäävät kuorman epäkeskisyyttä. Tästä aiheutuva momentti aiheuttaa betoniin puristusjännityksen pohjalevyn alla ja ankkureihin vetojännityksen. Ankkureiden ympärillä oleva betoni lohkeaa, kun tämä vetojännitys ylittää betonin kapasiteetin. Murtopinta on puolikartiomainen, ja sen kulma on loivempi kuin betonin kartiomurrossa. Murtopinnan pinta-ala on noin 70% kartiomurron murtopinta-alasta. [10, s. 110.]

Kuvassa 23 on havainnollistettu kampeamismurron mekanismi. Leikkausvoima V aiheuttaa betoniin puristusvoimat $D_{p,v}$ ja $D_{b,v}$, betonin ja pohjalevyn välisen kitkavoiman $R_{p,v}$ ja ankkuriin vetovoiman $N_{b,v}$ [21, s. 6].



Kuva 23. Kampeamismurron mekanismi [21, s. 6].

Eligehausenin ym. mukaan kampeamismurron murtokuorma $V_{u,cp}^0$ voidaan laskea kaavalla (3.29) olettaen, että murtopinnassa olevat jännitykset ovat samanlaisia leikkaus- ja vetokuormilla

$$V_{Rk,cp}^0 = \frac{R_u}{N/V}, \quad (3.29)$$

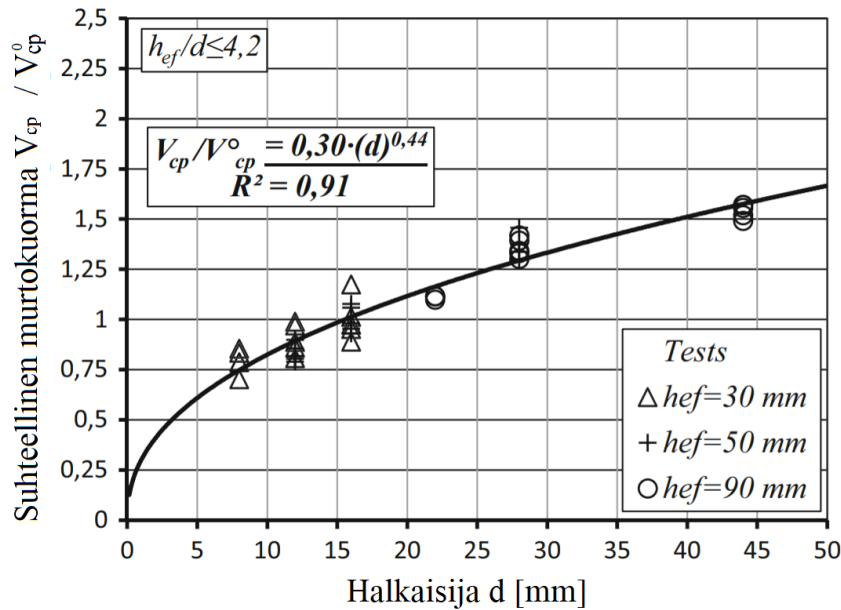
missä R_u on kartiomurron ominaiskestävyys vähennetyllä murtopinta-alalla ($\sim 0,7N_{Rk,c}^0$) ja veto- ja leikkausvoimien suhde N/V murtotilanteessa on nykytietämyksen mukaan keskimäärin 35%. Kaava (3.29) yksinkertaistuu muotoon

$$V_{Rk,cp} = k_8 N_{Rk,c}^0, \quad (3.30)$$

missä k_8 on kerroin. [10, s. 109 – 110.] Kerroin voidaan määrittää kokeellisesti ja merkitä ankkurituotteen hyväksyntä- tai tekniseen dokumenttiin. Mitoitusohjeessa *Design of Fasteners for Use in Concrete* kertoimen k_8 arvona käytetään 1,0, kun $h_{ef} < 60$ mm ja 2,0, kun $h_{ef} \geq 60$ mm.

Kampeamismurto on määräävä usein etenkin lyhyillä ja jäykillä kannallisilla ankkureilla. Tällaisilla ankkureilla ankkurin halkaisijan vaikutus kampeamismurtoon kasvaa. Je-

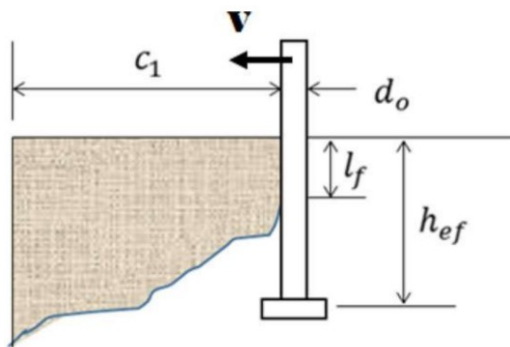
bara ym. havaitsivat vuonna 2015, että kampeamismurron murtokuorma on lähes suoraan verrannollinen halkaisijan neliöjuureen \sqrt{d} , jos suhde h_{ef}/d on pienempi kuin 4,2. Kuvassa 24 on esitetty kampeamismurron suhteellinen kestävyys V_{cp}/V_{cp}^0 ankkurin halkaisijan funktiona, missä V_{cp}^0 on vastaavalla ankkurointisyvyydellä ja halkaisijalla $d = 16$ mm olevan ankkurin kestävyys. [21.] Nykyiset mitoitusohjeet ja standardit eivät huomioi halkaisijan vaikutusta kampeamismurtoon.



Kuva 24. Suhteellinen kampeamismurtokuorma V_{cp}/V_{cp}^0 ankkurin halkaisijan funktiona [21, s. 12, muokattu].

3.3.3 Reuna- ja nurkkamurto

Lähellä reunaa oleva leikkauskuormitettu ankkurointi voi murtua betonista (kuva 24), jolloin ankkuri lohkaisee betoniosan reunasta puolikartiomaisen palan. Murtopinnan muotoon vaikuttavat lähellä olevat reunat ja muut ankkurit.



Kuva 25. Betonin reunamurto [22, s. 455].

Betonin reunamurto muistuttaa monelta osin kartiomurtoa. Murtuma aiheutuu betonin vetolujuuden ylittymisestä ja se etenee vaihtelevassa, keskimäärin 35 asteen kulmassa betonin reunaa kohti. Murtokuorman arvioiminen analyyttisesti on vaikeaa, mutta sitä voidaan arvioida kokeellisesti määritetyillä kaavoilla. Usein murtokuormaa arvioidaan CC-menetelmällä, jossa murtokuorman ominaisarvoa kerrotaan siihen vaikuttavilla tekijöillä. [10, s. 112.]

Reunamurtokestävyys riippuu betonilujuudesta f_{ck} , reunaetäisyydestä c , pultin halkaisijasta d_{nom} sekä pultin tehollisesta pituudesta l_f . Leikkauskuormituksessa pultti taipuu betonin sisällä ja kohdistaa betoniin jännitys jakauman. Pultin pituus ja halkaisija vaikuttavat tähän jännitys jakaumaan. Pienillä pultin halkaisijoilla ($d < 25 \text{ mm}$) voidaan yksittäisen ankkurin reunamurtokestävyuden perusarvoa arvioida kaavalla (3.31)

$$V_{Rk,c}^0 = k \sqrt{d_{nom}} \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{l_f}{d_{nom}} \right)^{0,2} c^{1,5}, \quad (3.31)$$

missä suhde l_f/d_{nom} on rajoitettu arvoon 8. Kaavassa (3.31) reunamurtokestävyuden perusarvo on suoraan verrannollinen termiin $c^{1,5}$, vaikka murtopinta-ala on suoraan verrannollinen reunaetäisyyden toiseen potenssiin. Tämä selittyy murtumismekaniikan kokovaikutuksella (ks. kohta 3.2.3). Kaavaa (3.31) ehdotti *W. Fuchs* vuonna 1987 ja sitä käytetään yleisesti CC-menetelmässä. [10, s. 112.]

Vuonna 2003 *Eligehausen* ja *Hofmann* havaitsivat, että suurilla pultin halkaisijoilla pultin pituuden ja halkaisijan vaikutus reunamurtokestävyuden perusarvoon laskee. Suurilla pultin halkaisijoilla ($d > 25 \text{ mm}$) kestävyyttä kuvaa paremmin kaava (3.32)

$$V_{Rk,c}^0 = k d_{nom}^\alpha l_f^\beta \sqrt{f_{ck}} c^{1,5}, \quad (3.32)$$

missä $\alpha = 0,1 \left(\frac{l_f}{c} \right)^{0,5}$ ja $\beta = 0,1 \left(\frac{d_{nom}}{c} \right)^{0,2}$. Kaavassa (3.32) pultin halkaisijan ja pituuden vaikutus riippuu reunaetäisyydestä. Tilanteissa, joissa halkaisija on alle 20 mm ja reunaetäisyys alle 200 mm, kaavat (3.31) ja (3.32) antavat samankaltaisia tuloksia. [10, s. 113 – 114.]

Leen ym. tutkimuksen [23] mukaan pultin halkaisijan ja pituuden vaikutus voidaan jättää kokonaan huomiotta, kun pultin halkaisija on yli 50 mm ja ankkurointisyvyys on yli 635 mm. Tällöin kaava reunamurtokestävyuden perusarvon kaava yksinkertaistuu muotoon (3.33).

$$V_{Rk,c}^0 = k \sqrt{f_{ck}} c^{1,5} \quad (3.33)$$

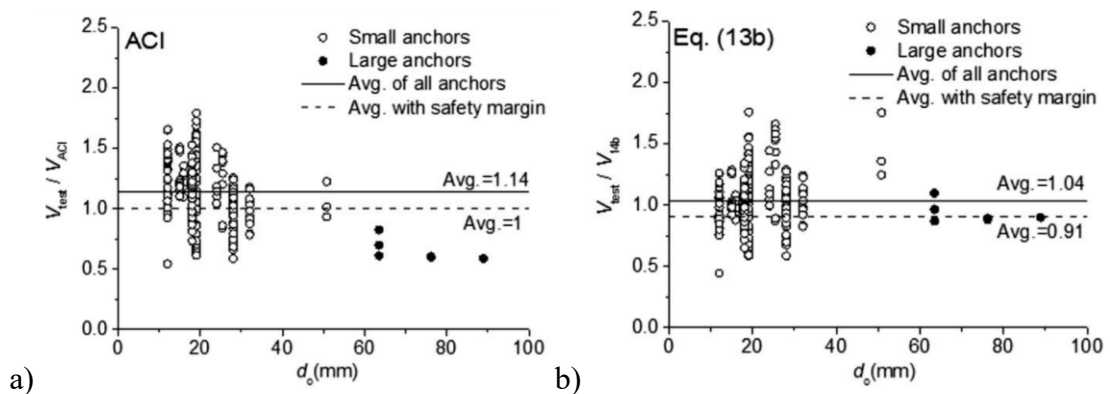
Kaavaa (3.33) suositellaan käytettäväksi reunaetäisyyden ollessa vähintään noin $8d \dots 9d$ [23, s. 616].

Standardissa *FprEN 1992-4:2017* ja mitoitusohjeessa *Design of Fasteners for Use in Concrete* käytetään reunamurtokestävyyden perusarvolle kaavaa (3.32), jossa kertoimen k arvo on 1,7 halkeilleessa ja 2,4 halkeilemattomassa betonissa. Standardissa *ACI 318-14* käytetään pienempää arvoa kaavoista (3.31) ja (3.33). Kaavassa (3.31) kertoimen k tilalla käytetään $0,6\lambda_a$ ja kaavassa (3.33) kertoimen k tilalla käytetään $3,7\lambda_a$. Kertoimella λ_a huomioidaan mahdollisen kevytbetonin käytön vaikutus.

Kimin ym. vuonna 2016 ehdottamassa kaavassa (3.34) ei huomioida pultin pituuden vaikutusta reunamurtokestävyyden perusarvoon.

$$V_{Rk,c}^0 = 2,3d_{nom}^{0,13}\sqrt{f_{ck}}c^{1,6} \quad (3.34)$$

Kaava (3.34) sopii kaikenkokoisille ankkureille eikä siinä ole rajoitettu suhdetta l_f/d_{nom} . Se on tarkoitettu parantamaan standardien *ACI 318-15* ja *ACI 349-15* laskentamalleja etenkin suurikokoisilla pulteilla ottamalla pultin kampeamisvaikutuksen ja betonin kokovaikutuksen paremmin huomioon. [22.] Kuvissa 26.a ja 26.b on vertailtu *ACI*:n ja kaavan (3.34) arvoja testauksien perusteella saatuihin arvoihin. Kuvista nähdään, että kaava (3.34) antaa parempia arvoja etenkin suurilla pultin halkaisijoilla.



Kuva 26. Kokeellisten tulosten suhde laskettuihin reunamurtokestävyyksiin pultin halkaisijan funktiona a) standardien *ACI 318-15* ja *ACI 349-15* mukaan ja b) kaavan (3.34) mukaan [22, s. 459].

Reunamurron ominaiskestävyyteen vaikuttavat lisäksi ankkurin reuna- ja keskiöetäisyydet, betoniosan paksuus, betonin jännityskentän häiriintyminen reunoilla, kuorman epäkeskisyys ankkuriryhmässä, ja kuorman suunta. Nämä huomioidaan CC-menetelmässä kertoimilla, joilla kerrotaan reunamurtokestävyyden perusarvoa samalla tavalla kuin kartiomurrossa. Ominaiskestävyys noudattaa siis kaavaa (3.35).

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \psi_{s,V} \psi_{h,V} \psi_{ec,V} \psi_{\alpha,V} \quad (3.35)$$

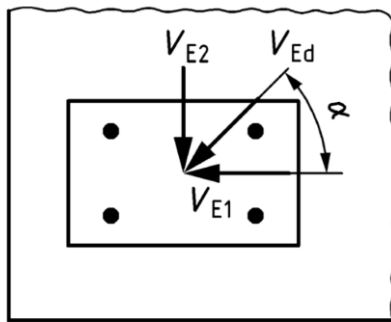
Kaavan (3.35) kertoimet ovat monelta osin samankaltaisia kuin kaavan (3.12) kertoimet. Kertoimet $A_{c,V}$ ja $A_{c,V}^0$ määritetään samalla periaatteella kuin $A_{c,N}$ ja $A_{c,N}^0$, korvaten ankkurointisyvyys h_{ef} reunaetäisyydellä c . Kerroin $\psi_{s,V}$ huomioi jännityskentän häiriintymisen betonissa ja se lasketaan kaavalla (3.6) korvaten reunaetäisyys c voiman suuntaa kohtisuoralla reunaetäisyydellä c_2 sekä ominaisreunaetäisyys $c_{cr,N}$ arvolla $1,5c$. Kerroin $\psi_{ec,V}$ huomioi kuorman epäkeskisyyden ankkuriryhmässä ja se lasketaan kaavalla (3.8) korvaten epäkeskisyyden e_N arvolla e_V ja ominaiskeskiöetäisyys $s_{cr,N}$ arvolla $3c$. Reunamurtokestävyys ei ole suoraan verrannollinen betoniosan paksuuteen h . Tämä huomioidaan CC-menetelmässä kertoimella $\psi_{h,V}$, joka lasketaan kaavalla (3.36).

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5c}{h} \right)^{0,5} \geq 1,0 \quad (3.36)$$

Leikkausvoiman vaikuttaessa lähellä olevan reunan suuntaisesti kohdistuu reunaa vasten halkaisuvoima, jonka suuruus on noin 50% leikkausvoimasta. [10, s. 115 – 126.] Tämä ilmiö huomioidaan kertoimella $\psi_{\alpha,V}$, joka voidaan standardin *FprEN 1992-4:2017* mukaan määrittää kaavalla (3.37)

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \sin \alpha_V)^2}} \geq 1, \quad (3.37)$$

missä kulma α määräytyy kuvan 27 mukaisesti.

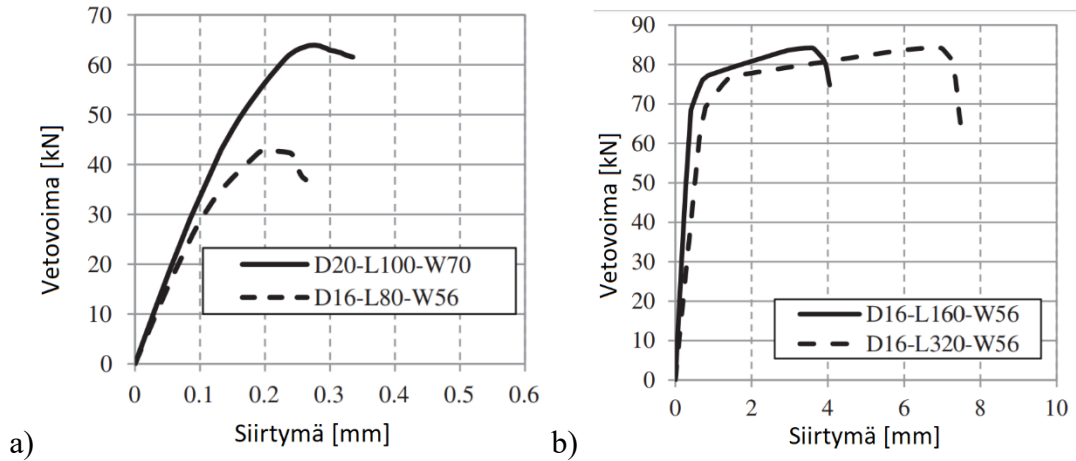


Kuva 27. Leikkausvoiman V_{Ed} suunta ja komponentit V_{E1} ja V_{E2} [16, kuva 7.12].

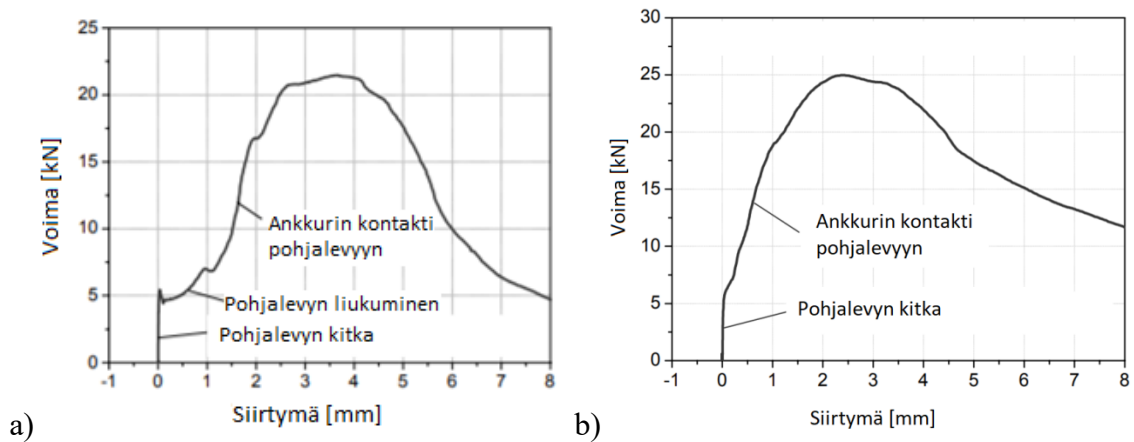
3.4 Kuorma-siirtymäkäyttäytyminen

Ankkuroinnissa syntyy siirtymiä, kun siihen kohdistuu veto- tai leikkauskuormituksia. Vetokuormituksessa siirtymiä syntyy ankkurin venymisestä, betonin puristumisesta ja betonin paikallisesta murskautumisesta kannan kohdalla. Leikkauskuormituksessa siirtymiä syntyy betonin puristumisesta ja murskautumisesta, sekä pohjalevyn liukumisesta betonin suhteen. Sallittava siirtymien suuruus riippuu ankkuroitavasta rakenteesta. Ankkurituotteen siirtymät määritetään usein kokeellisesti ja taulukoidaan tuotteen hyväksyntä- tai tekniseen dokumenttiin. Kuvassa 28 nähdään vedetyn ankkurin kuorman

ja siirtymän yhteys, kun murtotapa on betonin kartiomurto tai teräsmurto. Kuvassa 29.a on tyypillinen leikkauskuormitetun ankkurin kuorma-siirtymäkuvaaja, kun pohjalevyn reiät ovat ankkurin halkaisijaa suuremmat. Kuorma-siirtymäkuvaaja on kuvan 29.b kaltaisen, kun ankkurit on hitsattu pohjalevyyn tai ankkurit sopivat tiukasti reikiin.



Kuva 28. Vedetyn ankkurin kuorma-siirtymäkuvaaja, kun murtotapa on a) betonin kartiomurto ja b) teräsmurto [44, s. 210, muokattu]. Muuttujina ovat pultin halkaisija D , pituus L ja kannan halkaisija W .



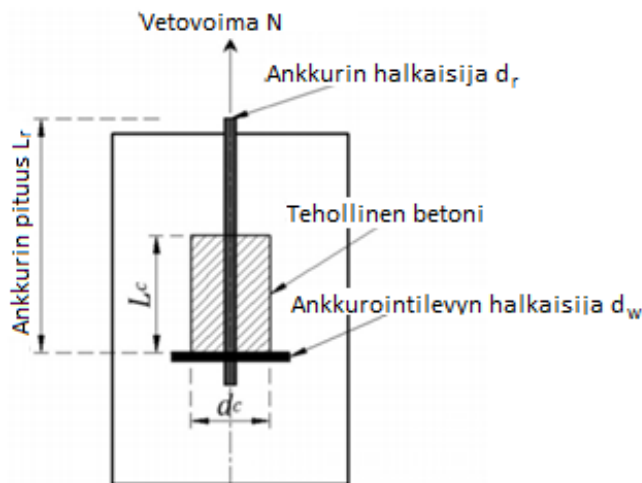
Kuva 29. Leikkauskuormitetun ankkurin kuorma-siirtymäkuvaaja, kun pohjalevyn reiät a) ovat b) eivät ole ankkuria suuremmat [19, s. 126, muokattu].

Ankkurin siirtymiä voidaan arvioida myös analyttisesti. Tsavdaridisin ym. mukaan vetokuormituksessa oleva kannallinen ankkuri voidaan ajatella jousi-massa-systeemiksi, jossa pultin ja betonin jäykkyydet määrittävät koko systeemin jäykkyyden. Siirtymä on tällöin betonin ja pultin siirtymien summa. Vuonna 2015 he ehdottivat ankkurin jäykkyydelle K_t analyttistä kaavaa (3.38)

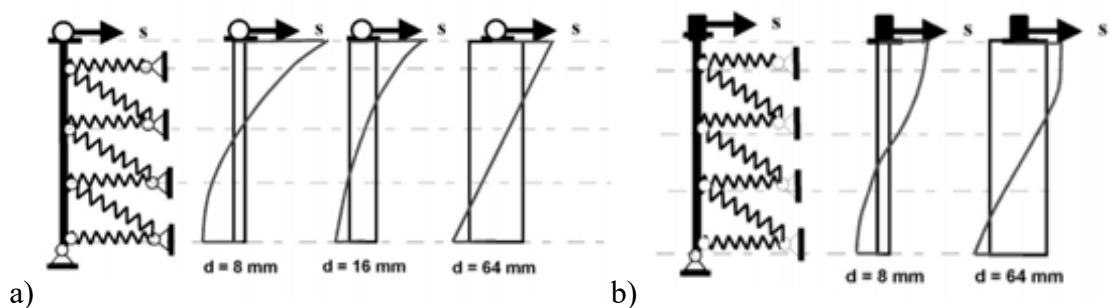
$$K_t = \frac{E_s A_s}{0,8 n_E d + L_r}, \quad (3.38)$$

missä E_s on teräksen kimmokerroin, A_s on pultin poikkileikkauksen pinta-ala, n_E on teräksen ja betonin kimmokertoimien suhde E_s/E_c , d on pultin halkaisija ja L_r on pultin pituus ankkurikappaleen yläpuolella. Kaava (3.38) perustuu olettamuksiin, että betonin tehollinen pinta-ala A_c on halkaisijaltaan $d_c \approx 3,5d$ ja betonin tehollinen korkeus L_c on noin $10d$ (kuva 30). [44.] Ankkurin siirtymä voidaan laskea kaavalla (3.39), kun ankkuria kuormittaa vetovoima N .

$$\delta_N = \frac{N}{K_t} \quad (3.39)$$



Kuva 30. Ankkurin jäykkyyteen vaikuttava betonin tehollinen osa [44, s. 212, muokattu].



Kuva 31. Betoniin kohdistuvan paineen jakautuminen pultin matkalla eri pultin halkaisijoilla, kun tuenta on a) vapaa ja b) jäykkä [19, s. 37].

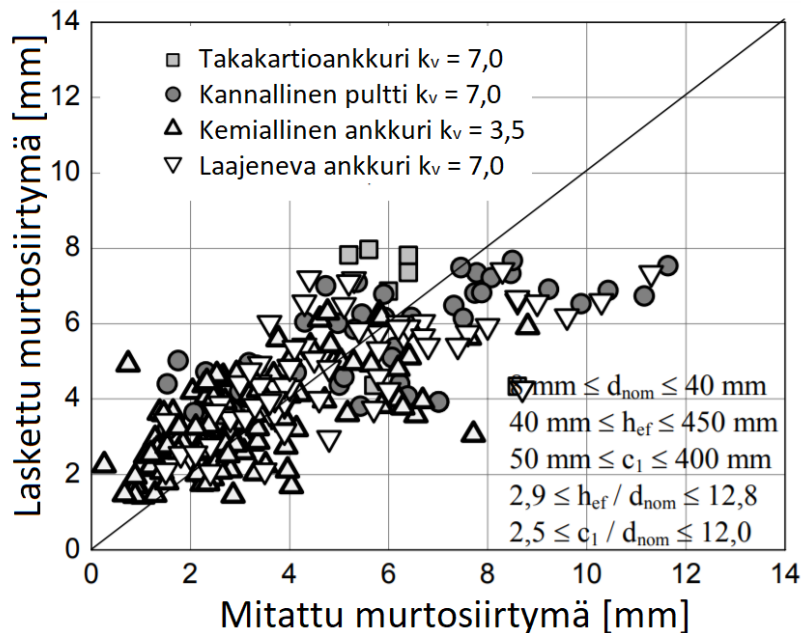
Leikkauskuormitettu ankkuri taipuu betonin sisällä. Pultti kohdistaa betoniin paineen, joka on suurempi pinnan lähellä kuin syvällä. Paineen jakautuminen pultin matkalla riippuu pultin jäykkyydestä ja pohjalevyn tuesta (kuva 31). Betoni pinnalla murskautuu paineen kasvaessa suureksi.

Leikkauskuormitetun ankkurin siirtymiä on vaikeaa laskea luotettavasti, sillä betonin murtumisesta aiheutuviissa siirtymissä on usein suuri hajonta. Hofmannin ehdottamassa kaavassa (3.40) murtokuormaa vastaava siirtymä on suoraan verrannollinen murto-

kuorman V_{Rd} neliöjuureen ja ankkurointisyvyyden h_{ef} neljänteen juureen sekä kääntäen verrannollinen pultin halkaisijaan d . [19, s. 54.]

$$\delta_V = k_v \frac{\sqrt{V_{Rd}}}{d} h_{ef}^{0,25} \quad (3.40)$$

Kerroin k_v riippuu ankkurituotteesta ja sen arvona voidaan kokeiden perusteella käyttää kannallisilla pulteilla 7 ja kemiallisilla ankkureilla 3,5. Kaava (3.40) on osittain kokeellisesti määritetty ja se yksinkertaistaa ankkurin käyttäytymistä betonissa. Kaava voi kuitenkin antaa riittävän tarkkoja tuloksia. Kuvassa 32 nähdään vertailu kaavalla (3.40) laskettujen siirtymien ja mitattujen siirtymien välillä. Laskettujen ja mitattujen arvojen suhteen keskiarvo on 1,03 ja variaatiokerroin noin 50%. Suuri hajonta voidaan selittää betonin murskaantumiseen liittyvällä epävarmuudella. [19, s. 54.]



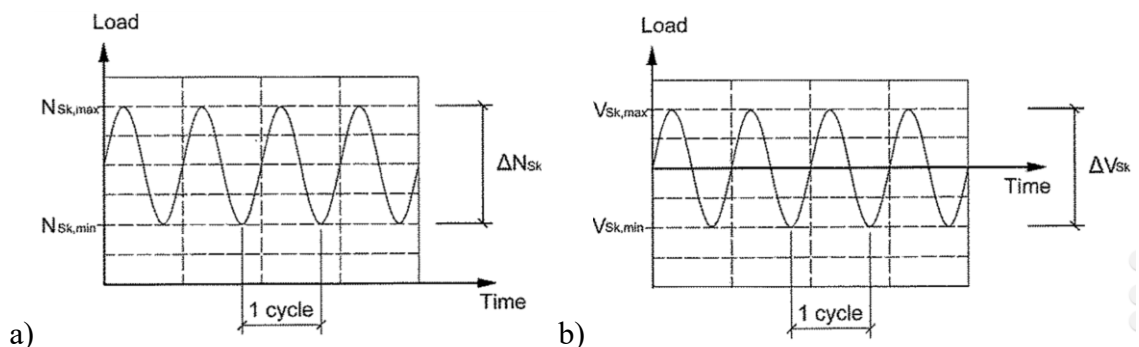
Kuva 32. Vertailu kaavalla (3.40) laskettujen siirtymien ja mitattujen siirtymien välillä [19, s. 55, muokattu].

4. DYNAAMINEN KUORMITUS

4.1 Yleistä

Ankkureihin kohdistuvat kuormat ovat joko staattisia tai dynaamisia. Staattisella kuormituksella tarkoitetaan kuormaa joka ei muutu (omapaino), tai joka vaihtelee harvoin (lumi, hyötykuormat). Staattiset kuormat eivät aiheuta merkittäviä kiihtyvyyksiä rakenteissa. Jos kuorman vaihtelu aiheuttaa merkittäviä kiihtyvyyksiä rakenteisiin, on kuorma dynaaminen. Merkittäviä kiihtyvyyksiä voivat aiheuttaa esimerkiksi raskaat koneet, maanjäristys, räjähdykset ja törmäykset. Väsytkuormituksella tarkoitetaan kuormia joiden suuruus vaihtelee useasti, mutta jotka eivät aiheuta suuria kiihtyvyyksiä rakenteisiin. Tällaisia kuormia aiheuttavat esimerkiksi nostimet, kiskonosturit, koneet sekä liikenne. [10, s. 2 – 4.] Tässä kappaleessa käsitellään väsyty- ja dynaamisten kuormien vaikutusta ankkuroinnin teräs- ja betoniosiin, sekä ankkuroinnin suunnittelua dynaamisille kuormituksille. Maanjäristyksen vaikutuksia käsitellään erikseen kappaleessa 5.

Dynaamisessa kuormituksessa kuorman suuruus vaihtelee ajan mukana. Leikkauskuormituksessa voiman suunta saattaa vaihdella puolelta toiselle (kuva 33.b). Dynaaminen vetokuormitus tarkoittaa usein ankkuriin kohdistuvaa tykyttävää vetovoimaa (ei vaihdu puristusvoimaksi) (kuva 33.a), koska puristuskuormat välitetään usein suoraan betoniin pohjalevyn kautta. Yksi kuormituskierto eli sykli tarkoittaa voiman suuruuden vaihtumista sen minimistä maksimiin ja takaisin. [14, s. 106.] Väsytkuormituksessa syklejä on yleensä 10^4 – 10^9 rakenteen käyttöänsä aikana.



Kuva 33. Ankkuriin kohdistuvan kuorman vaihtelu ajan mukana [14, s. 106].

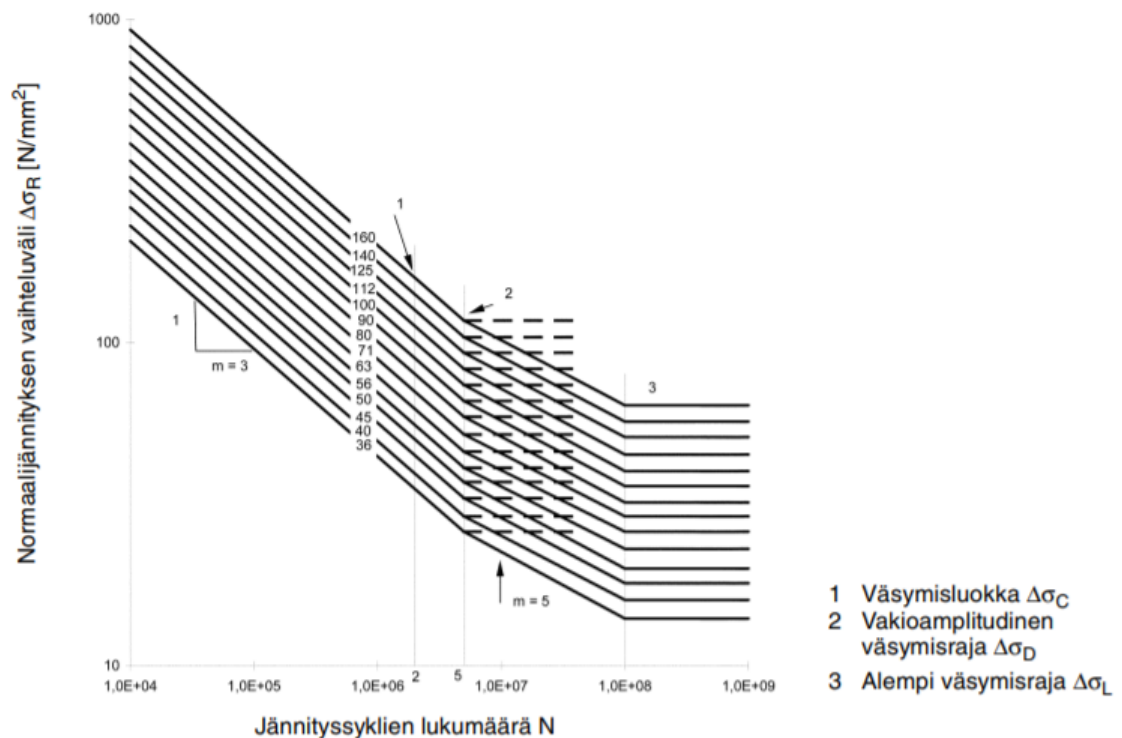
- a) Vetokuorma ja
- b) leikkauskuorma.

4.2 Vaikutus teräkseen

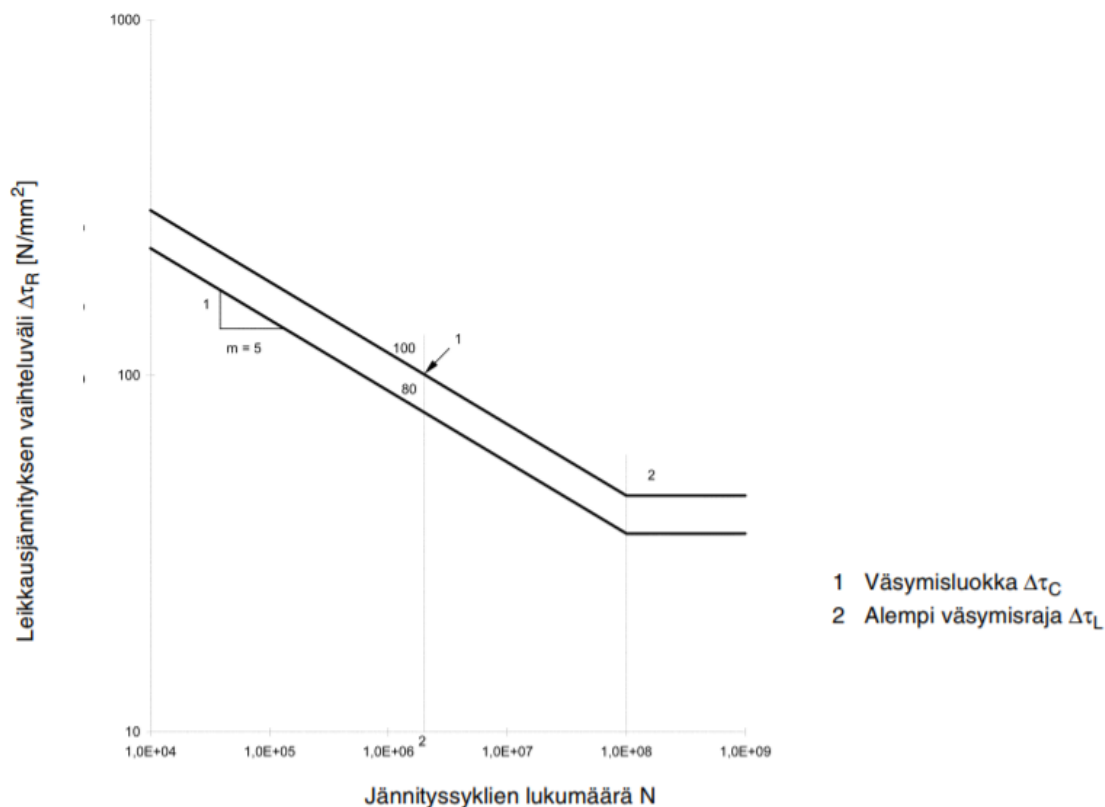
Teräksen väsymiseen liittyviä käsitteitä ovat jännityksen vaihteluväli, väsymislujuus, väsymisraja ja syklien lukumäärä. Jännityksen vaihteluväli on jännityksen maksimin ja minimin erotus. Väsymislujuudella tarkoitetaan jännityksen vaihteluväliä, jonka teräs kestää tietyllä jännityssyklien lukumäärällä. Väsymisraja on sellainen jännityksen vaihteluväli, jota teräs kestää väsymättä rajattoman määrän syklejä. [38, kohta 1.3.]

Väsymislujuutta kuvataan usein Wöhler-käyrällä, josta nähdään väsymislujuudet eri syklien lukumäärillä. Käyrän vaakasuora osuus kuvaa väsymisrajaa, jossa syklien lukumäärän kasvattaminen ei enää vähennä väsymislujuutta. Wöhler-käyrä voidaan tehdä kokeellisen testauksen perusteella sekä aksiaaliselle jännitykselle että leikkausjännitykselle.

Standardissa *EN 1993-1-9* [38] on määritetty Wöhler-käyrät teräksiselle ruuville tai kierretangolle, jonka lujuusluokka on 5.6 – 10.9 (kuvat 34 ja 35). Kuvan 33 mukaan ruuvien alempi väsymisraja vetojännitykselle on noin 20 MPa. Väsymislujuus, joka vastaa $2 \cdot 10^6$ sykliä, on 50 MPa. Kuvasta 35 nähdään ruuvien alempi väsymisraja leikkausjännitykselle, joka on noin 40 MPa. Väsymislujuus, joka vastaa $2 \cdot 10^6$ sykliä, on 100 MPa.



Kuva 34. Väsymislujuuden käyrät normaali- ja leikkausjännitysten vaihteluväleille [38, kohta 7.1].



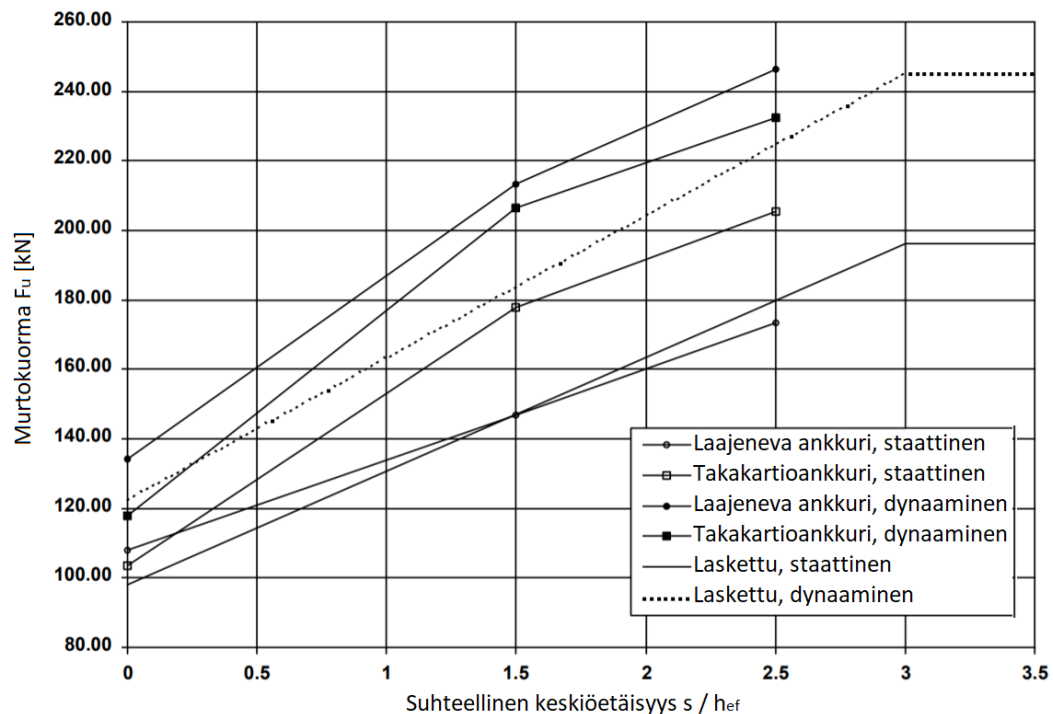
Kuva 35. Väsymislujuuden käyrät leikkausjännitysten vaihteluvälille [38, kohta 7.1].

4.3 Vaikutus betoniin

Ankkurointiin kohdistuvat dynaamiset kuormitukset vaikuttavat sekä ankkurin teräkseen sekä sitä ympäröivään betoniin. Dynaamisten kuormitusten vaikutuksista teräkseen ollaan tiedetty jo suhteellisen kauan, mutta sen vaikutusta ankkuroinnin betoniin on tutkittu varsin vähän. *Rodriquez* ym. tutkivat betonin kartiomurtokestävyyttä dynaamisessa vetokuormituksessa eri ankkurityypeillä. Koetilanteessa käytettiin pientä ankkurointisyvyyttä, jotta vallitsevaksi murtotavaksi saatiin betonin kartiomurto. Taulukosta 1 nähdään kokeiden perusteella taulukoidut suhdeluvut kestävyyksien välillä dynaamisessa ja staattisessa kuormituksessa. Kuvassa 36 nähdään ankkureiden välisen etäisyyden vaikutus murtokuormaan ja CC-metodilla lasketut arvot. Dynaamisen kuormituksen tapauksessa arvot kerrottiin luvulla 1,25.

Taulukko 1. Suhdeluvut vetokestävyyksien (staattinen, halkeillut; dynaaminen, halkeilematon, dynaaminen, halkeillut) ja staattisten vetokestävyyksien välillä halkeilemattomassa betonissa Rodriguezin ym. mukaan [33, s. 548, muokattu].

Ankkurityyppi	Kuorman tyyppi ja betonin kunto		
	Staattinen, halkeillut / staattinen, halkeilematon	Dynaaminen, halkeilematon / staattinen, halkeilematon	Dynaaminen, halkeillut / staattinen, halkeilematon
Kannallinen pultti	0,87	1,30	1,26
Takakartioankkuri	0,96	1,19	1,10
Laajeneva ankkuri	0,80	1,03	0,79



Kuva 36. Staattiset ja dynaamiset vetokestävyydet suhteen s/h_{ef} mukaan [33, s. 549].

Ankkureiden kartiomurtokestävyydet noudattivat CC-menetelmää ankkurityypille ominaisella suhdeluvulla kerrottuna dynaamisessa kuormituksessa. Kuvasta 36 nähdään, että ankkureiden etäisyyksien vaikutus kartiomurtokestävyyteen ei poikennut CC-menetelmällä lasketuista arvoista. [33.] Taulukosta 1 nähdään, että betonin sisään valetut kannalliset ankkurit soveltuvat erityisen hyvin dynaamiseen kuormitukseen myös halkeilleessa betonissa.

4.4 Suunnittelu dynaamiselle kuormitukselle

Väsytytkuormitus voidaan ottaa ankkurointien mitoituksessa huomioon käyttämällä tarkoituksenmukaisia osavarmuuskertoimia. Standardissa *FprEN 1992-4:2017* väsytytkuormille käytetään kerrointa $\gamma_{F,fat} = 1,0$ ja kestävyyksille kertoimia $\gamma_{Ms,fat} = 1,35$ (teräsmurto) ja $\gamma_{Mc,fat} = 1,5$ (betonin murtotavat).

Väsyttävässä leikkauskuormituksessa ankkuroinnin pohjalevy saattaa liukua suhteessa betoniin. Näin voi tapahtua jos leikkausvoimat ylittävät pohjalevyn ja betonin välisen kitkan ja jos pohjalevyssä olevat ankkurien reiät ovat liian suuria. Tämä voidaan välttää käyttämällä pohjalevyyn hitsattuja ankkureita, tai täyttämällä reiät esimerkiksi laastilla. [14, s. 106.] Pohjalevyn ja betonin välistä kitkaa voidaan myös lisätä esijännittämällä ankkurit ja näin välttää pohjalevyn liukuminen [10, s. 142].

Väsytytkuormat voivat aiheuttaa muttereiden löystymistä, jos ankkurit on kiinnitetty muttereilla pohjalevyyn. Löystymistä voidaan välttää käyttämällä lukitusmuttereita tai tuplamuttereita. [14, s. 106.]

5. MAANJÄRISTYS

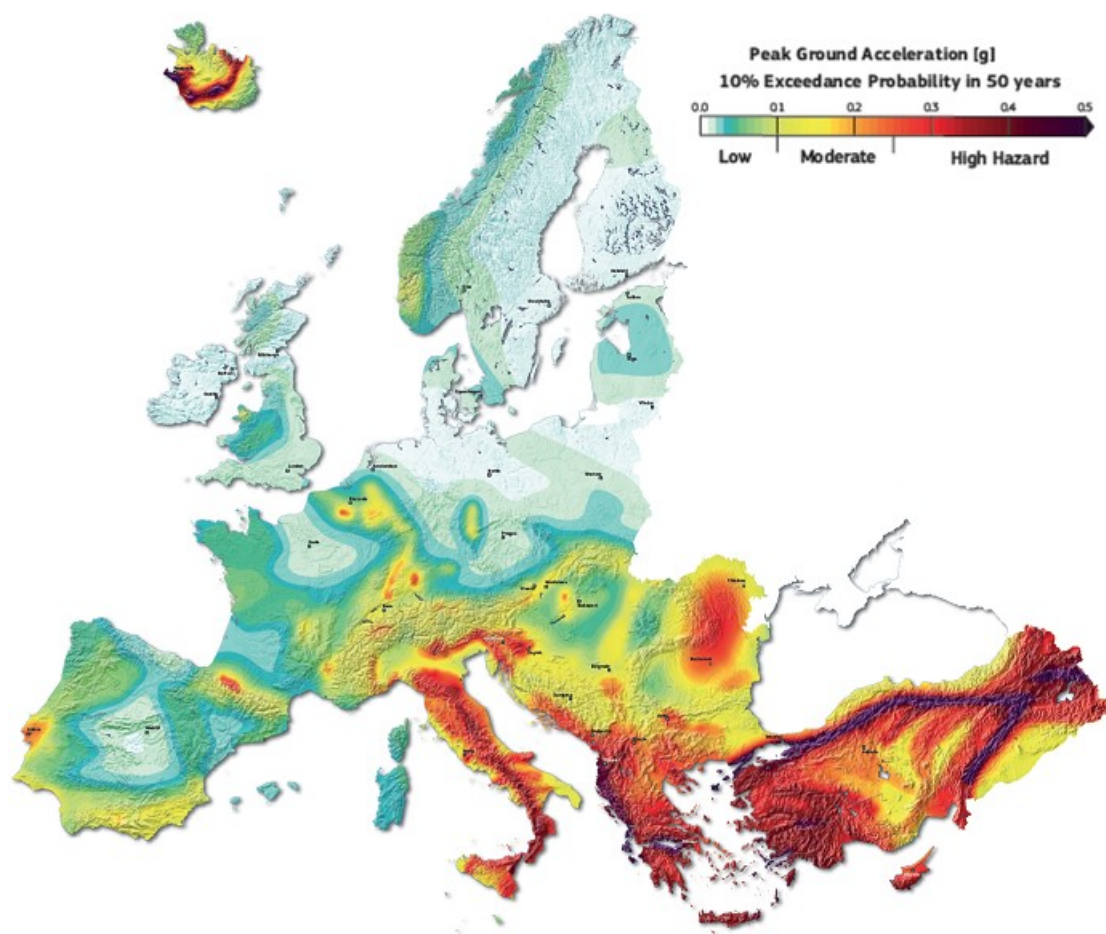
5.1 Yleistä

Maanjäristys aiheutuu Maan peruskallion tärähtelevästä. Tärähtely johtuu mannerlaattojen liikehdinnästä toistensa suhteen. Maanjäristyksiä tapahtuu useimmiten mannerlaattojen reuna-alueilla. Ne aiheuttavat kuormituksia ja siirtymiä maan yläpuolisille rakennuksille ja rakenteille. Tässä kappaleessa käsitellään maanjäristyksen vaikutuksia ankkurointiin ja sen suunnitteluun.

Maaperän seismisyyttä voidaan mitata PGA-arvolla (peak ground acceleration), joka kuvaa suurinta mitattua maaperän kiihtyvyyttä alueella. Richterin asteikolla arvo 1 vastaa alle 0,0017 g PGA-arvoa, kun taas arvo 10 vastaa yli 1,24 g PGA-arvoa. Alueen seismisyys voidaan luokitella niin, että PGA-arvon ollessa alle 0,08 g alueen seismisyys on matala, arvoilla 0,08 g – 0,24 g seismisyys on kohtalainen ja yli 0,24 g arvolla seismisyys on korkea [34, s. 595].

Suomen maaperä sijaitsee seismisesti erittäin vakaalla alueella. Maanjäristyksien huomiointi rakennusten suunnittelussa tulee kysymykseen lähinnä ydinvoimaloiden suunnittelussa. Suomessa ei ole mitattu voimakkaita maanjäristyksiä, mutta esimerkiksi Olkiluoto 3 -ydinvoimalaa suunniteltaessa määritettiin alueelle todennäköisyyksiin perustuvalla menetelmällä PGA-arvo 0,085 g. [45, s. 3716 – 3126.] Suomessa ydinvoimaloiden suunnittelussa käytetään PGA-arvon vaakasuuntaisena komponenttina kuitenkin vähintään *Kansainvälisen atomienergiajärjestö IAEA:n* suosittelemaa minimiarvoa 0,1 g [47, s. 12]. Standardin *EN 1998-1* mukaan PGA-arvon ollessa alle 0,04 g maanjäristystä ei tarvitse huomioida mitoituksessa, ja alle 0,08 g arvolla se voidaan huomioida helpotetusti tai yksinkertaistetusti [39, kohta 3.2.1(4)].

Mualla Euroopassa esiintyy voimakkaitakin maanjäristyksiä. Kuvassa 37 esitetään vuoden 2013 arviot Euroopan PGA-arvoista, jotka ylittyvät keskimäärin 10 % todennäköisyydellä seuraavan 50 vuoden aikana. Voimakkaimmat maanjäristykset esiintyvät Euroasian mannerlaatan reuna-alueilla.



Kuva 37. Euroopan PGA-arvot, jotka ylittyvät keskimäärin 10 % todennäköisyydellä seuraavan 50 vuoden kuluessa [13].

5.2 Maanjäristyksen vaikutukset

Maanjäristyksen aikana rakennuksiin ja rakenteisiin vaikuttaa maaperän kiihtyvyys, maan nesteytymisestä johtuva perustuksien painuminen ja vaak- sekä pystysuuntaiset siirtymät maaperän siirroslinjan lähellä. Syntyvät muodonmuutokset ovat yleisin syy rakenteiden kiinnityksien pettämiseen maanjäristyksen aikana. Maan kiihtyvyyksien aiheuttamat kuormat ovat kuitenkin tärkeää huomioida rakenteiden mitoituksessa. Maan kiihtyvyydet siirtyvät perustusten kautta yläpuolisiin rakenteisiin, mikä aiheuttaa ankkureihin veto- ja leikkausvoimia. Myös betoniosa, johon rakenteet on ankkuroitu, voi halkeilla. [10, s. 238.]

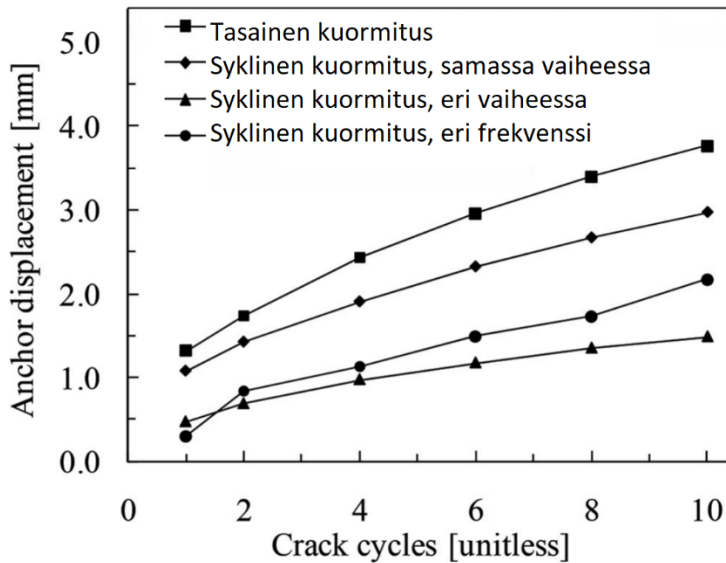
Maanjäristyksen kuormat luokitellaan dynaamisiksi kuormiksi, koska ne aiheuttavat merkittäviä kiihtyvyyksiä rakenteisiin (katso kappale 4). Maanjäristys on kuitenkin onnettomuustilanne ja sen aiheuttamat kuormat määritetään onnettomuuskuormina mitoitus-standardissa. Maan kiihtyvyyksien aiheuttamien kuormitus syklien lukumäärä on tyypillisesti alle 30, mutta amplitudi voi olla suuri [10, s. 240].

Kuten muussakin dynaamisessa kuormituksessa, maanjäristyksessä usein ankkuriin kohdistuvat leikkausvoimat vaihtelevat puolelta toiselle. Ankkurointi tulisi suunnitella sellaiseksi, että aksiaaliset kuormitukset kohdistuvat ankkuriin vain tykyttävänä vetona; eli puristuskuormitukset siirretään suoraan pohjalevyn kautta betoniosaan. Jos puristusvoimat siirretään ankkurin kautta, voi ankkuri läpäistä betoniosan sen takapuolelta. Monet ankkurityypit eivät myöskään sovellu puristuskuormien siirtämiseen. [10, s. 242.] Kuormitusten vaihdellessa betonin halkeamatkin aukeavat ja sulkeutuvat jaksollisesti, eli halkeamaleveys vaihtelee nollan yläpuolella.

Maanjäristys vaikuttaa monella tapaa betoniankkurointien toimintaan. Betonin murtuminen lisää ankkureiden siirtymiä ja ankkuriryhmien kuormat voivat jakautua epätasaisesti. Betonin halkeamaleveyden jaksottainen vaihtelu lisää ankkurin aksiaalista siirtymää ja näin vähentää ankkurointisyvyyttä [24, s. 645]. Tämä vähentää ankkuroinnin kartiomurtokestävyyttä. Leikkauskuormitetun ankkurin tapauksessa pintabetonin murtuminen voi aiheuttaa ylimääräistä taivutusmomenttia ankkurille. Vaihtelevat kuormat lähellä teräksen murtolujuutta voivat myös heikentää ankkurin kestävyyttä. [10, s. 240.] Etenkin plastisen nivelen alueella betoni saattaa murskautua ja lohkeilla. Standardit *FprEN 1992-4:2017* ja *ACI 318-14* eivät ota kantaa ankkurointien seismiseen mitoittamiseen tällaisilla alueilla [16, kohta 9.2(5)] [1, kohta 17.2.3.2].

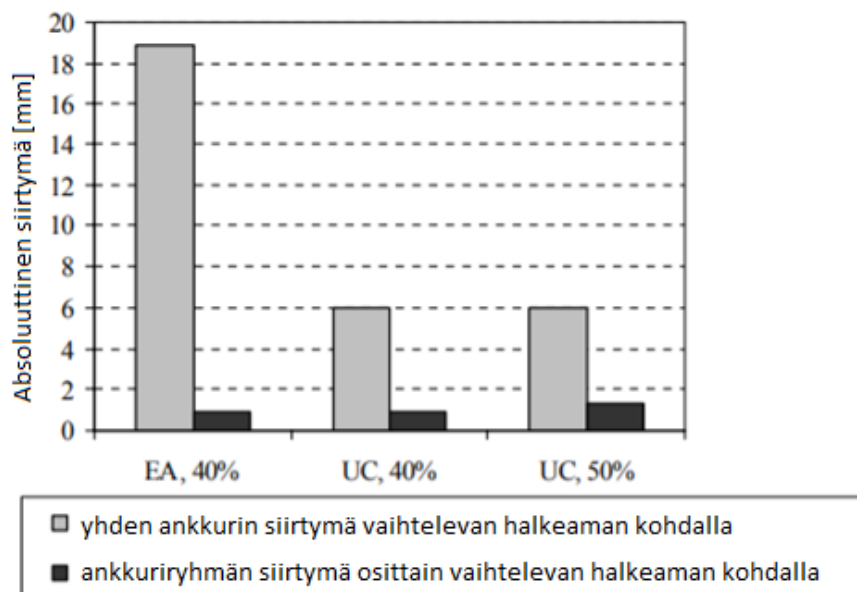
Maanjäristys vaikuttaa ankkuroinnin siirtymiin eri tavoin. Hetkittäiset korkeat aksiaaliset kuormat lisäävät ankkurin siirtymää, kuten myös betonin murtuminen kannan alla. Maanjäristyksestä johtuvat suuret halkeamaleveydet vähentävät kannallisen ankkurin jäykkyyttä, mikä yhdistettynä aksiaaliseen vetoon kasvattaa ankkurin siirtymää [24, s. 645]. Maanjäristyksen aiheuttamat siirtymät mitataan usein testauksilla teknisten hyväksyntöjen yhteydessä.

Kokeellisessa testauksessa maanjäristystä voidaan simuloida vaihtelemalla ankkuriin kohdistuvaa kuormitusta ja halkeamaleveyttä ajan mukana. Kokeet suoritetaan usein laboratoriossa pitämällä joko kuormitusta tai halkeamaleveyttä vakiona ja vaihtelemalla toista samaan aikaan. Oikeassa maanjäristyksessä kuitenkin kuormitus ja halkeamaleveys vaihtelevat samanaikaisesti. *Eligehausen* ja *Mahrenholtz* tutkivat tämän vaikutusta verrattuna yleiseen testaustapaan vaihtelemalla molempia samaan aikaan vuonna 2016. Halkeamaleveyttä ja kuormaa vaihdeltiin samassa vaiheessa, vastakkaisissa vaiheissa sekä eri taajuuksilla. Kuvasta 38 nähdään kannallisen ankkurin aksiaalinen siirtymä eri testaustavoilla kierrosten lukumäärän funktiona. Tuloksista pääteltiin, että yleinen testaustapa antaa liian suuria siirtymiä todelliseen maanjäristykseen verrattuna. Samassa vaiheessa vaihtelevat halkeamaleveys ja kuorma saivat aikaan noin 80% siirtymiä verrattuna testaustapaan, jossa kuormaa pidettiin vakiona. Eri vaiheissa vastaava suhde oli noin 40% ja eri taajuuksilla 60%. [24, s. 645 – 651.]



Kuva 38. Ankkurin keskiarvoiset siirtymät kuormitus syklien funktiona [24, s. 650, muokattu].

Ankkuriryhmän ollessa maanjäristyksen vaikutuksen alaisessa betonissa, usein yksi tai useampi ankkuri sijaitsee halkeaman kohdalla. Tällöin yksittäisten ankkureiden jäykkyyksissä on eroja, mikä yhdessä pohjalevyn kiertymisen estämisen kanssa johtaa usein kuormien uudelleenjakautumiseen ankkureille. *Eligehausen* ja *Mahrenholtz* tutkivat kyseistä ilmiötä ja sen vaikutusta ankkuriryhmän siirtymiin vuonna 2010. Laajenevaa ankkuria (EA) ja takakartioankkuria (UC) kuormitettiin 40% ja 50% kuormitusasteilla sekä yksittäisen ankkurin että ankkuriryhmän osalta vaihtelevilla betonin halkeamaleveyksillä. Ankkuriryhmässä osa ankkureista sijaitsi halkeaman kohdalla ja osa sijaitsi halkeilemattomassa kohdassa. Kuvasta 39 nähdään yksittäisen ankkurin ja ankkuriryhmän siirtymät samoilla kuormitusasteilla. Ankkuriryhmässä kuormitus jakautui niin, että halkeilemattomassa kohdassa olevat ankkurit ottivat osan halkeilleessa betonissa olevien ankkureiden kuormasta. Tuloksista pääteltiin, että ankkuriryhmillä ”ryhmävaikutus” on edullinen ankkurien siirtymien kannalta. Vaikutus on erityisen suuri kitkaan perustuvilla ankkureilla. [25, s. 816 – 822.]

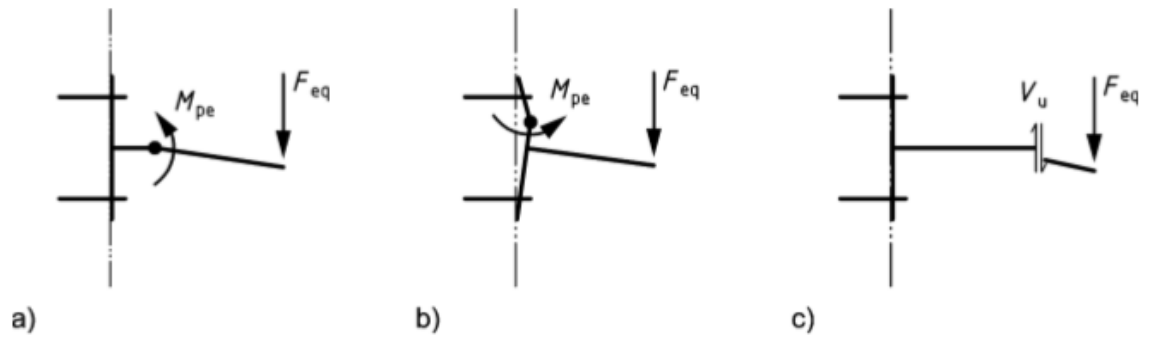


Kuva 39. Kymmenen kuormitusyökin jälkeinen siirtymä [25, s. 820, muokattu].

5.3 Seisminen suunnittelu

Seisminen mitoituksen päätavoite on kantavien rakenteiden hauraan murtotavan välttäminen [14, s. 113]. Ankkurointien mitoituksessa tämä voidaan saavuttaa varmistamalla, että betoniosa, johon rakenne on ankkuroitu, ei murru ennen muuta rakennetta. Standardissa *FprEN 1992-4:2017* ankkurointien seisminen mitoitetaan jollakin kolmesta tavasta: kapasiteettimitoituksella, elastisella mitoituksella, tai ankkureiden myötöön perustuvalla mitoituksella [16, kohta 9.2].

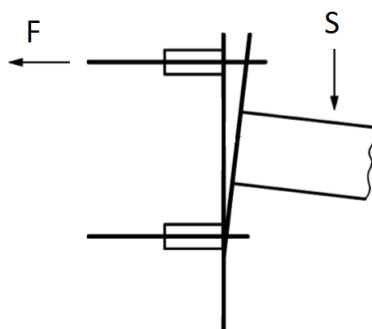
Kapasiteettimitoitusta perustuu johonkin seuraavista olettamuksista: ankkurit mitoitetaan suurimmalle mahdolliselle kuormalle, kun ankkuroitu osa myötää (kuva 40.a), tai ankkuroinnin pohjalevy myötää (kuva 40.b), tai ankkurit mitoitetaan myötämättömän ankkuroitavan osan suurimmalle kapasiteetille (kuva 40.c). Elastisessa mitoituksessa ankkurointi mitoitetaan olettaen, että kiinnitys ja rakenne käyttäytyvät elastisesti. [16, kohta C.3.]



Kuva 40. Seismiset mitoitustavat [16, kuva C.1]

- a) ankkuroitu rakenne myötää
- b) pohjalevy myötää
- c) ankkuroidun rakenteen kapasiteetti.

Ankkurien venymiseen perustuvassa mitoituksessa varmistetaan, että ankkurin murtotapa on sitkeä, eli teräsmurtuman kapasiteetti on pienempi kuin betonin murtotapojen kapasiteetti (kuva 41). Lisäksi ankkurointisyvyyden tulee olla tarpeeksi suuri, jotta riittävä venyminen voidaan saavuttaa. Ankkurin katsotaan olevan sitkeä, jos pultin kestävyys ei ylitä 800 MPa, myötö- ja murtolujuuden suhde ei ylitä arvoa 0,8 ja murtovenymä (vähintään matkalla $5d$) on vähintään 12%. Teräsmurtuman varmistamiseksi tulee teräsmurron kapasiteetin olla 0,7-kertainen betonin murtotapojen kapasiteetteihin nähden. Mitoitusohjeessa *Design of Anchorages in Concrete* vastaava suhde on 0,6. Tämä on perusteltu tilastollisesti siten, että teräs myötää tällöin 99% todennäköisyydellä ennen betonin murtumista [14, s. 114]. Ankkuroinnin hauraat murtotavat voidaan myös pyrkiä estämään käyttämällä ankkurointirauhoitusta.



Kuva 41. Ankkuri myötää [16, kuva C.2, muokattu].

Ankkuroinnin kestävyys ja siihen kohdistuviin kuormiin maanjäristyksen aikana liittyy epävarmuutta. Ankkurin ulosvetomurron ja teräsmurron ominaiskestävyys veto- ja leikkauskuormituksessa tulisi määrittää testauksien perusteella. Muiden murtotapojen ominaiskestävyydet voidaan määrittää ottamalla epävarmuudet huomioon kertomalla staattisen tilanteen ominaiskestävyydet seismisellä kertoimella α_{eq} . [14, s. 112.] Stan-

dardissa *FprEN 1992-4:2017* kertoimen α_{eq} arvo on 0,75 – 1,0 riippuen murtotavasta [16, kohta C.5].

Ankkuroinnin pohjalevyssä olevissa ankkureiden rei'issä olevaa tyhjää tilaa tulisi välttää, sillä vaihtelevassa leikkauskuormituksessa ankkureiden kuormat voivat jakautua epätasaisesti. Pohjalevyn ja betonin välinen liukuminen voi myös lisätä ankkureiden leikkauskuormituksia. Tämä voidaan välttää käyttämällä pohjalevyyn hitsattuja ankkureita tai täyttämällä reikien tyhjä tila laastilla. Ankkuroiden muttereiden löystymistä tulisi myös välttää käyttämällä lukkomuttereita tai tuplamuttereita. [14, s. 112.]

Koska betoni yleensä halkeilee maanjäristyksen aikana, tulisi käytettävien ankkurointijärjestelmien olla halkeilleeseen betoniin soveltuvia. Betonin halkeamaleveys vaihtelee ajan mukana ja se voi olla hetkittäin hyvin suuri (useita millimetrejä). [10, s. 241.]

6. TULIPALO

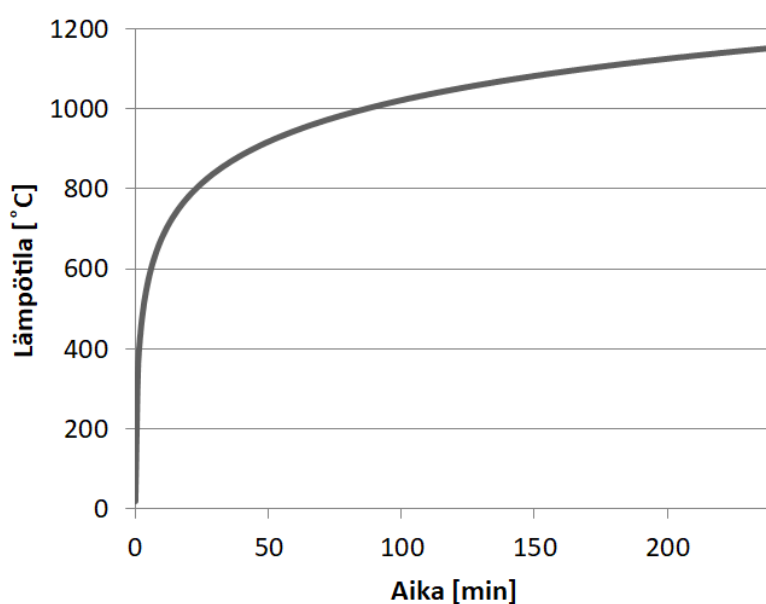
6.1 Yleistä

Tulipalo tarkoittaa rakennuksen hallitsematonta paloa. Rakennuksen lämpötila kohoaa jopa yli tuhanteen asteeseen, ja palo jatkuu niin kauan kunnes palava materiaali (palo-kuorma) on palanut loppuun tai ilman happi on loppunut. Kohonnut lämpötila heikentää ja vahingoittaa rakenteita. Puurakenteet hiiltyvät, betonirakenteet lohkeilevat ja teräsrakenteet menettävät nopeasti lujuuttaan. Korkeilla lämpötiloilla on suuri vaikutus myös ankkurointien kestävyYTEEN. Tässä kappaleessa käsitellään ankkuroinnin toimintaa tulipalossa.

Tulipalon aikaista lämpötilaa voidaan mallintaa standardipalon mukaan. Standardipalossa lämpötila-aikakäyrä noudattaa yksinkertaistettua kaavaa, joka ei ota tilan olosuhteita huomioon. Se ei myöskään huomioi palon loppumista, vaan lämpötila kasvaa rajatta ajan mukana. Kaavat ovat kuitenkin helppokäyttöisiä ja niitä voidaan usein käyttää konservatiivisesti palomitoituksessa. Standardin *EN 1363* mukainen lämpötila-aikakäyrä (kuva 42) noudattaa kaavaa (6.1)

$$T = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20, \quad (6.1)$$

missä T on huoneen lämpötila celsiusasteina ja t on palon kesto minuutteina.



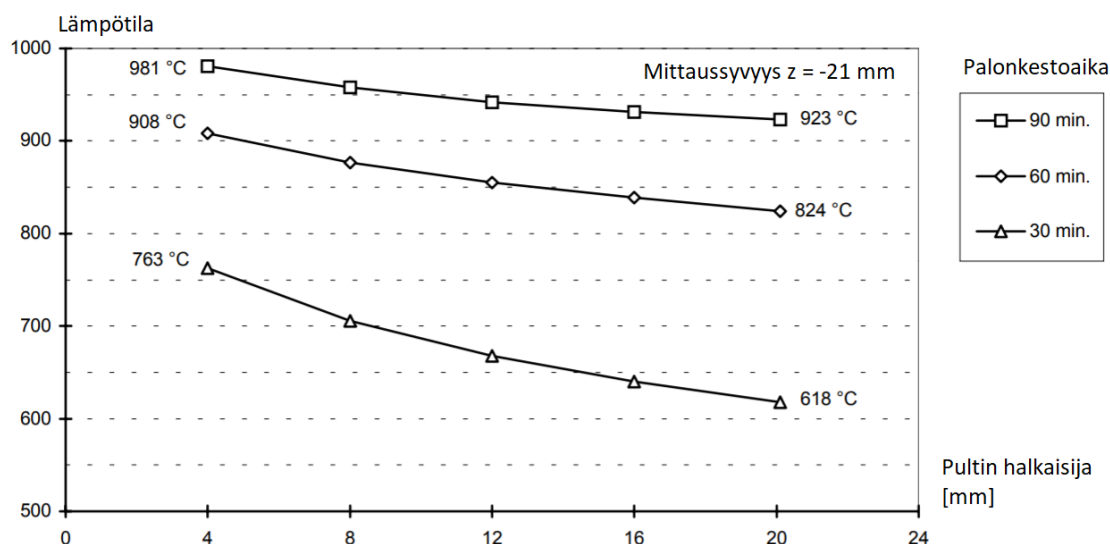
Kuva 42. Standardin *EN 1363* mukaisen standardipalon lämpötila-aikakäyrä.

Korkea lämpötila vaikuttaa sekä ankkuroinnin teräsosiin että betoniosiin. Teräksisten ankkurien lämmitessä niiden veto- ja leikkauslujuus heikkenevät. Tämä saattaa johtaa teräksen murtumiseen veto- tai leikkauskuormituksessa. Myös pohjalevyn kestävyys pienenee.

Ankkuroiden palomitoitusta varten ei ole tähän mennessä julkaistu standardeja tai mitoitusohjeita. Standardissa *FprEN 1992-4:2017* annetaan vain suositukset ankkuroiden kestävyyksien vähentämiseen tulipalossa, ja standardissa *ACI 318* ankkureiden palonkestävyyttä ei käsitellä lainkaan. [43, s. 1.] Ankkureiden toimintaa tulipalossa onkin tutkittu suhteellisen vähän kokeellisesti. Tämä johtunee kokeiden kalleudesta ja niiden toteutuksen haasteellisuudesta. *M. Reick* tutki väitöskirjassaan [32] tulipalon vaikutusta kaukana rakenteen reunasta oleviin ankkureihin vuonna 2001. *K. Tian* ym. [43] tutkivat tulipalon vaikutusta lähellä rakenteen reunaa oleviin ankkureihin vuonna 2018.

6.2 Vaikutus kaukana rakenteen reunasta oleviin ankkureihin

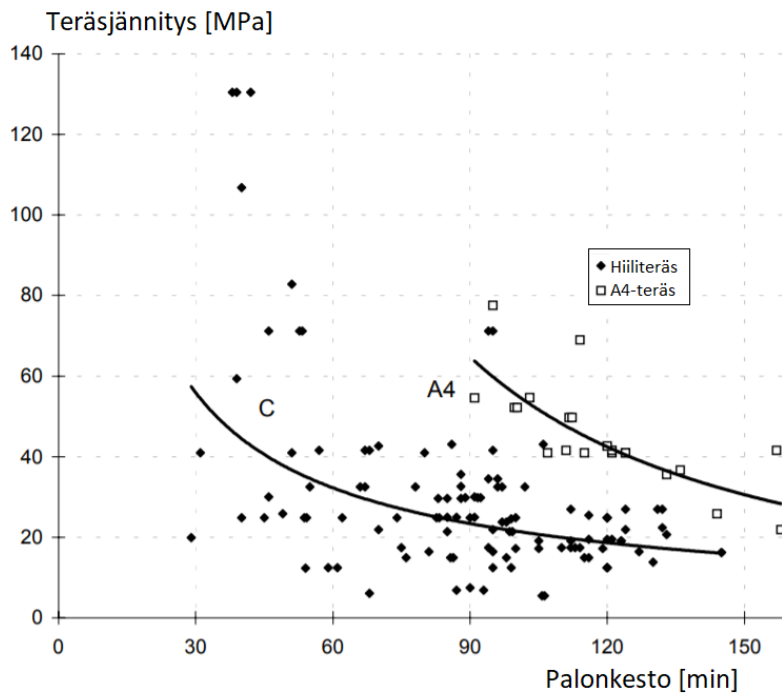
Teräksen lämpötila vaikuttaa sen lujuuden heikkenemiseen palotilanteessa. *Reick* [32] tutki ankkurin halkaisijan vaikutusta sen lämpötilan kasvuun mittaamalla lämpötila eri kokoisilla ankkureilla 30, 60 ja 90 minuutin kohdalla tulipalossa. Ankkurin halkaisija vaikutti teräksen lämpötilaan kuvan 43 mukaisesti. Suuremman halkaisijan omaavat ankkurit lämpenivät hitaammin kuin pienen halkaisijan. Kuvasta nähdään myös, että lyhyellä palonkestolla halkaisijan vaikutus ankkurin lämpötilaan on suurempi kuin pitkällä.



Kuva 43. Ankkurin halkaisijan vaikutus teräksen lämpötilaan [32, s. 59, muokattu].

Väitöskirjassa tutkittiin myös teräslaadun vaikutusta teräsmurtuman kestävyyspalotilanteessa. Teräslaaduna käytettiin ruostumatonta A4-terästä ja hiiliterästä. Ankkureiden teräsmurtuman murtokuormaa mitattiin palon aikana. Kuvan 44 mukaiset

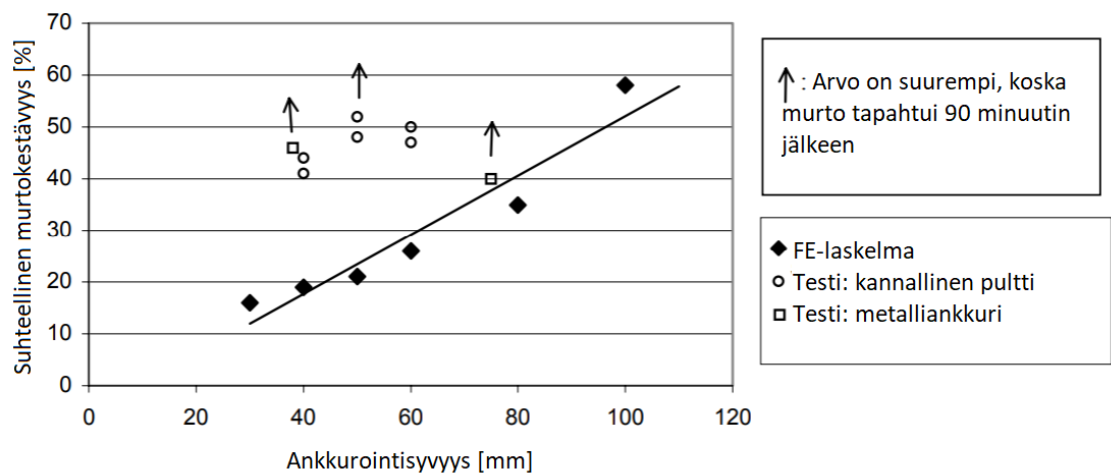
murtokuormat saavutettiin. Tuloksissa on suuri hajonta, mutta niistä voidaan päätellä, että A4-teräksen palonkesto on parempi kuin hiiliteräksellä.



Teräsännitys [MPa]

Kuva 44. Teräslaadun vaikutus palonkestävyyteen [32, s. 113].

Betonin kartiomurtumaa tutkittiin kannallisilla pulteilla ja metalliankkureilla 90 minuutin palon jälkeen. Ankkureiden suhteellista murtokapasiteettia mitattiin ja verrattiin FEM-laskennalla aikaisemmassa tutkimuksessa saatuihin tuloksiin. Kuvassa 45 nähdään ankkureiden vetokestävyyden suhde palossa normaalilämpötilan vetokestävyyteen eri ankkurointisyvyyksillä sekä numeerisesti lasketut kestävyyydet. Kuvassa 45 ylöspäin osoittavat nuolet tarkoittavat sitä, että murtuminen tapahtui vasta 90 minuutin jälkeen, ja näin tulos olisi suurempi. Käytetty FEM-malli ei ota palosta johtuvaa jännitystilaa teräsbetonilaatassa huomioon, minkä takia sen tulokset poikkeavat suuresti kokeiden tuloksista [32, s. 124]. Lasketut arvot osoittavat, että ankkurointisyvyydellä on suuri vaikutus ankkurin kartiomurtokestävyyteen tulipalossa.



Kuva 45. Ankkureiden vetokestävyys palossa ja FE-analyysin tulokset [32, s. 124, muokattu].

6.3 Vaikutus lähellä rakenteen reunaa oleviin ankkureihin

Tianin ym. tutkimuksessa [43] mitattiin reunaetäisyyden vaikutusta yksittäisen ankkurin suhteelliseen leikkauskestävyyteen tulipalossa. Betoniluokkina käytettiin C20/25 ja C40/50, ankkurointisyvyytenä 95 mm, ankkurin halkaisijana 20 mm ja murtotapa oli betonin reunamurtuma. Kuvassa 46.a nähdään ankkurin leikkauskapasiteetin suhde palotilanteessa verrattuna normaalilämpötilaan palonkestoajan funktiona eri reunaetäisyyksillä ja betoniluokilla. Kuvasta 46.a nähdään, että tulipalon aikana reunaetäisyyden merkitys ankkurin leikkauskapasiteettiin vähenee suhteessa normaalitilanteeseen.

Ankkurin halkaisijan vaikutusta mitattiin yksittäisen ankkurin suhteelliseen leikkauskestävyyteen tulipalossa. Betoniluokkana käytettiin C20/25 ja C40/50, ankkurointisyvyytenä oli 95 mm, reunaetäisyys oli 100 mm ja murtotapa oli betonin reunamurtuma. Kuvassa 46.b nähdään ankkurin leikkauskapasiteetin suhde palotilanteessa verrattuna normaalilämpötilaan palonkestoajan funktiona eri ankkurin halkaisijoilla ja betonilaaduilla. Kuvasta 46.b huomataan, että pienillä ankkurin halkaisijoilla leikkauskapasiteetin suhteellinen muutos on suurempi kuin suurilla halkaisijoilla tulipalotilanteessa. Yli 32 mm halkaisija ei paranna suhteellista leikkauskestävyyttä. Tämä voidaan selittää betonin heikentymisellä korkeissa lämpötiloissa. [43, s. 181.]

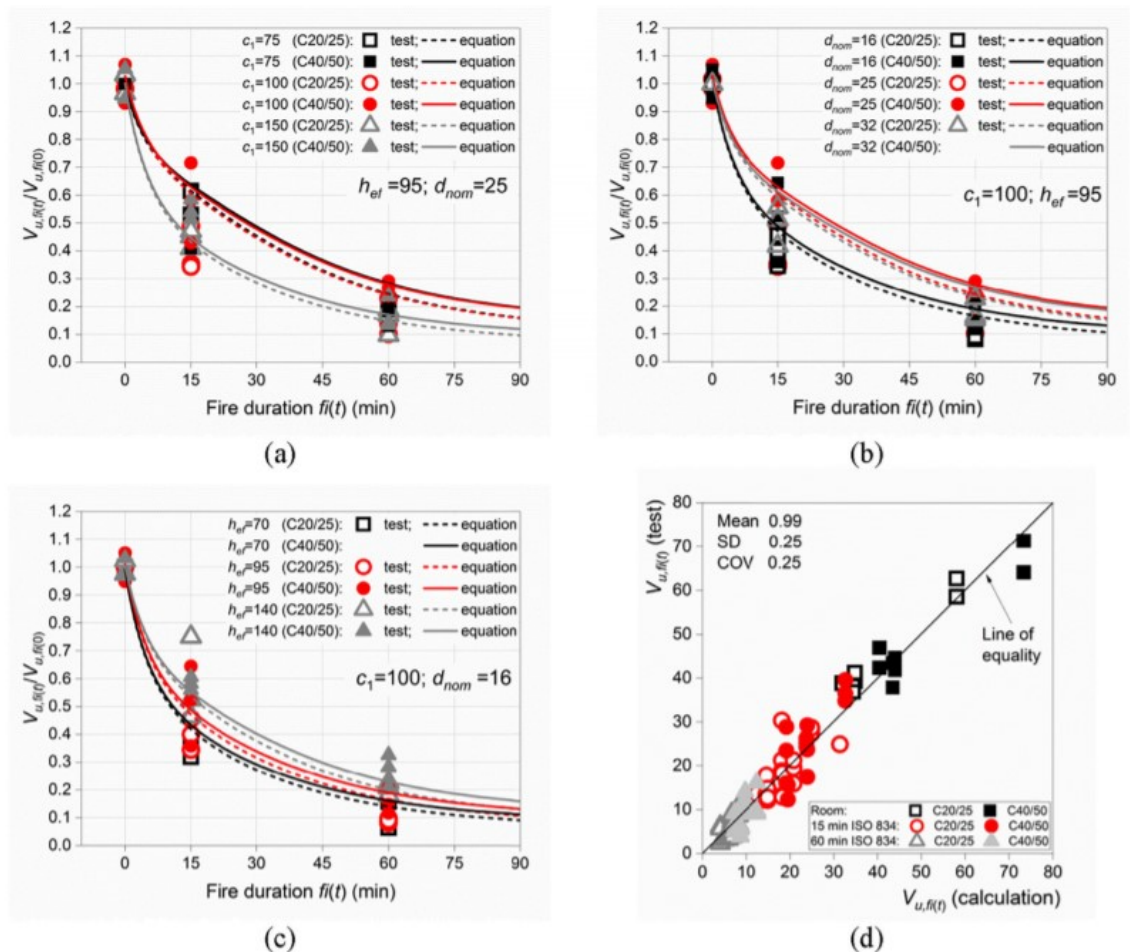
Tutkimuksessa mitattiin myös ankkurointisyvyyden vaikutusta tulipalotilanteessa. Reunaetäisyys oli 100 mm ja ankkurin halkaisija oli 16 mm. Kuvasta 46.c nähdään ankkurointisyvyyden vaikutus suhteelliseen leikkauskestävyyteen palon aikana. Kuvasta 46.c nähdään, että ankkurointisyvydellä on positiivinen vaikutus ankkurin

suhteelliseen palonkestoon leikkauskuormituksessa. Tämä johtunee betonin lämpötilan nopeasta laskusta syvyyden kasvaessa, ja samalla betonin lujuuden kasvusta [43, s. 176 – 177].

Tian ym. laativat tutkimusten tuloksien perusteella kaavan (6.2) ankkurin leikkauskestävyydelle palotilanteessa

$$V_{u,c}^{fi} = k_t * d^{\alpha_0} e^{-0,03t} h_{ef}^{\beta_0(10,22-9,22*0,94^t)} f_{cm}^{\gamma_0(0,01t+1)} c_1^{\varepsilon_0(0,82+0,18*0,9^t)}, \quad (6.2)$$

missä $k_t = 3,27(1 + t/20)^{-3,05}$, $\alpha_0 = 0,1(h_{ef}/c_1)^{0,5}$, $\beta_0 = 0,1(d/c_1)^{0,2}$, $\gamma_0 = 0,5$, $\varepsilon_0 = 1,5$, h_{ef} on ankkurointisyvyys, c_1 on reunaetäisyys, d on pultin halkaisija, f_{cm} on betonin keskimääräinen puristuslujuus ja t on palonkesto-aika minuutteina. Kaavan (6.2) tuloksia vertaillaan koetuloksiin kuvassa 46.d. Kuvasta 46.d nähdään, että kokeiden tulokset sopivat varsin hyvin kaavan ennustamiin tuloksiin.



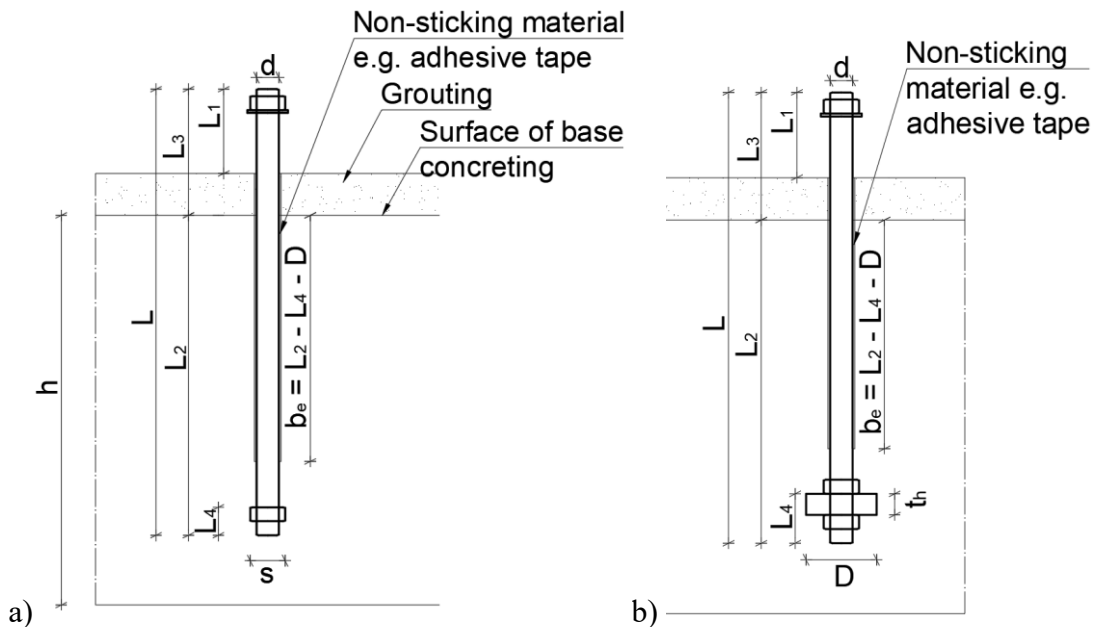
Kuva 46. Suhteellisen leikkauskestävyyden väheneminen palonkestoajan mukana a) reunaetäisyyden, b) vaikutuksesta ja c) ankkurointisyvyyden vaikutuksesta. d) Leikkauskestävyyden lasketut ja mitatut arvot tulipalossa. [43, s. 187.]

Tianin ym. tutkimuksessa huomattiin, että palotilanteessa ankkurin halkaisijalla ja ankurointisyvyydellä on huomattava vaikutus betonin reunamurtuman kestävyysleikkauskuormituksessa, kun taas normaalilämpötilassa näiden vaikutus on vähäinen. Reunaetäisyydellä on suuri vaikutus normaalilämpötilassa betonin reunamurtuman kestävyysleikkauskuormituksessa, mutta tulipalossa sen vaikutus vähenee. Palotilanteessa ankkurin teräs pehmenee, jolloin betonimurto voi tulla määrääväksi murtotavaksi. Leikkauskuormitetun ankkurin murtotapa palotilanteessa on usein betonin reunamurron ja kampeamismurron yhdistelmä, toisin kuin normaalilämpötilassa. Tämä voidaan selittää palon aiheuttamalla betonin vahingoittumisella ankkurin läheisyydessä. [43, s. 177 – 187.]

7. ANKKURIRATKAISUT

7.1 Yleistä

Tässä osiossa käsitellään kahta eri ankkurointiratkaisua: kierretanko, jonka kantana toimii mutteri (tyyppi 1), ja kierretanko, jonka kantana toimii muttereilla kiinnitetty pyöreä teräslevy (tyyppi 2). Tyyppi 1 nähdään kuvassa 47.a ja tyyppi 2 nähdään kuvassa 47.b. Kyseisten ratkaisujen etuja ovat yksinkertaisuus, hyvä saatavuus ja helppo asennettavuus. Ratkaisut voidaan valmistaa aggressiiviseen ympäristöön soveltuvista materiaaleista ja ne soveltuvat myös erittäin isoille pulttikooille. Pultin halkaisijana käytetään kokoja M16 – M64. Ratkaisuille määritetään standardin *FprEN 1992-4:2017* liitteessä E määritellyt arvot, jotka muodostavat perustan eurooppalaiselle tuotespesifikaatiolle (European Technical Product Specification). Ominaiskestävyydet määritetään laskennallisesti kohtien 3.2 ja 3.3 mukaan käyttäen ensisijaisesti standardin *FprEN 1992-4:2017* kaavoja. Siirtymät määritetään kohdan 3.4 mukaisesti. Tyypin 2 ankkureille mitoitetaan sopivan kokoiset ankkurointilevyt. Ankkureille määritetään myös asennusparametrien minimiarvot. Ratkaisujen tekniset ominaisuudet taulukoidaan liitteisiin A ja B, ja arvojen suuruusluokka tarkistetaan vertaamalla ominaisuuksia vakiotuotteisiin. Liitteeseen D kootaan lisäksi tuotekohtaiset ominaisuustaulukot.



Kuva 47. Ankkurointiratkaisut a) tyyppi 1 ja b) tyyppi 2.

Tyypin 1 ja 2 ankkurointiratkaisujen välillä erona on ankkurin kanta. Tyypin 1 ankkurissa mutteri aiheuttaa aksiaalisessa kuormituksessa mekaanisen vaarnautumisen beto-

nin kanssa, ja siirtää näin kuormia betoniin. Mutterit ovat vakiokokoisia, ja ankkurin kantana suhteellisen pieniä. Ankkurilla on siis verrattain pieni kuormansiirtoala, mikä voi johtaa ankkurin ulosvetomurtoon vetorasituksessa. Alhainen ulosvetomurron kestävyys voi rajoittaa ankkurin kapasiteettia, jolloin kierretangon teräsluokan parantaminen ei paranna ankkurin murtokuormaa. Ankkuroinnin murto saattaa siis tapahtua hauraasti, toisin kuin teräsmurron ollessa hallitseva murtotapa. Tyypin 1 ankkuri sopii siis suhteellisen pieniin vetokuormituksiin, ja tilanteisiin, jossa hauras murtotapa voidaan hyväksyä.

Pienen kantansa ansiosta tyypin 1 ankkuri voidaan asentaa ahtaasti raudoitettuihin teräsbetoniosiin. Ankkurit voidaan myös asentaa lähemmäs toisiaan sekä reunoja, kuin leveällä kannalla.

Tyypin 1 ankkurissa on vähemmän osia, jolloin se on helpompi koota ja asentaa kuin tyypin 2 ankkuri. Kyseisen ankkurin kustannukset ovat myös alhaisemmat, ja sen saataavuus on parempi. Tyypin 2 ankkurissa ankkurointilevy lisää kustannuksia ja tekee valmistuksesta hitaampaa.

Tyypin 2 ankkurissa kantana toimii pyöreä teräslevy. Ankkurointilevy on kiinnitetty muttereilla molemmiin puolin kierretankoon. Levyn ansiosta ankkurin kuormansiirtoala on suurempi kuin tyypin 1 ankkurilla. Levyn halkaisija valitaan sellaiseksi, että ulosvetomurto ei voi tulla ankkurin hallitsevaksi murtotavaksi. Ankkurin ulosvetomurron kestävyys on siis suurempi, kuin teräsmurron kestävyys, mistä johtuen ankkurin murtotapa voidaan suunnitella sitkeäksi. Tyypin 2 ankkurilla on mahdollista hyödyntää kierretangon vetokestävyys kokonaisuudessaan. Tästä syystä se sopii erittäin raskaiden kuormien ankkuroimiseen, sekä tilanteisiin, jossa vaaditaan ensisijaisesti sitkeä murtotapa.

Sitkeän murtotavan varmistamiseksi tulee teräsmurron kestävyys olla pienempi kuin muiden murtotapojen. Lisäksi teräksen on oltava sitkeää ja pultin pituuden on oltava riittävä, jotta teräs voi venyä. Tyypin 2 ankkurin ankkurointilevyn ansiosta ulosvetomurtokestävyys on suurempi kuin teräsmurron kestävyys, mutta muut murtotavat tulee myös tarkistaa. Jos ankkuroinnissa käytetään ankkurointiraudoitusta, jolla estetään betonin halkeaminen, voidaan moni betonimurtotapa estää. Jos ankkurointiraudoitusta ei käytetä, tulee ankkurointisyytyyden, reunaetäisyyksien sekä keskiöetäisyyksien olla riittävän suuret, jotta vältetään ankkuroinnin murtuminen betonista.

Ankkurointilevy tekee tyypin 2 ankkurista suuremman kuin tyypin 1 ankkuri. Levyn koosta johtuen se tarvitsee enemmän tilaa teräsbetoniosassa, ja raudoitus tulee suunnitella sellaiseksi että ankkuri voidaan asentaa. Betoniosan tulee myös olla riittävän laaja, jotta riittävät reunaetäisyydet voidaan saavuttaa. Myös yksittäisten ankkurien välit tulee olla riittävän suuria, jotta ankkurit eivät vaikuta toistensa kapasiteetteihin.

7.2 Ankkuriratkaisujen ominaisuudet

Tässä kappaleessa määritetään ankkuriratkaisujen ominaisuuksia. Tyypin 1 ankkurin ominaisuudet taulukoidaan liitteeseen A ja tyypin 2 ominaisuudet liitteeseen B. Ankkurin mittojen lisäksi liitteisiin taulukoidaan standardin *FprEN 1992-4:2017* liitteen E mukaiset arvot, jotka muodostavat perustan eurooppalaiselle tuotespesifikaatiolle. Kapasiteetti-arvot määritetään staattiseen kuormitukseen. Lisäksi liitteeseen D kootaan tuotekohtaiset ominaisuustaulukot jokaiselle ankkurityypille ja teräsluokalle.

7.2.1 Ankkureita koskevat standardit ja säännöt

Taulukossa 2 esitetään ankkuriratkaisujen eri osia koskevat standardit ja niiden rajoitukset. Standardi *SFS-ISO 898-2* on rajoitettu kokoon M39 koska standardin *SFS-ISO 4032* mukaisten suurikokoisten mutterien ($d > M39$) paksuus on liian pieni standardin mukaiseen mitoituskeinoon. Kierteiden kestävyys takia tulee suurikokoisten mutterien olla vahvempaa lujuusluokkaa kuin kierretangon. [40, kohta A.2.] Teknisen raportin *ISO/TR 16224* mukaan mutterin lujuuden kasvattaminen kasvattaa myös tangon kierteen kestävyttä [20, kohta 4.2.3.1]. Näistä syistä käytetään standardia *SFS-ISO 898-2* noudattavan mutterin lujuusluokkana kierretangon lujuutta vastaavaa luokkaa, kun $d \leq M39$ ja yhtä suurempaa lujuusluokkaa, kun $d > M39$. Lujuusluokan 12 suurikokoisten mutterien huonon saatavuuden takia rajoitetaan lujuusluokan 10.9 kierretangon käyttö kokoon M39. Standardit *SFS-ISO 898-1*, *SFS-ISO 3506-1* ja *SFS-ISO 3506-2* on myös rajoitettu kokoon M39. Kyseisten standardien nimeämisjärjestelmää käytetään kuitenkin myös pulttikooille $d > M39$, mikäli standardien kaikki mekaaniset ja fyysiset edellytykset täyttyvät.

Taulukko 2. Ankkureita koskevat standardit ja niiden rajoitukset.

Ankkurin osa	Noudatettavat standardit	Rajoitukset
Kierretanko	SFS-ISO 898-1	Tankokoko: $M1,6 \leq d \leq M39$ ¹⁾ Teräs: 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.8, 8.8, 10.9, 12.9 ja <u>12.9</u> Lämpötila: -50°C ... +150°C
	SFS-EN ISO 3506-1	Tankokoko: $M1,6 \leq d \leq M39$ ¹⁾ Teräs: A1 ... A5, ominaisuusluokat 50, 70 ja 80
	SFS-ISO 724	
Mutteri	SFS-ISO 898-2	Tankokoko: $M1,6 \leq d \leq M39$ ²⁾ Teräs: 5, 6, 8, 10, 12 ja <u>12</u> Lämpötila: -50°C ... +150°C
	SFS-EN ISO 3506-2	Tankokoko: $M1,6 \leq d \leq M39$ ¹⁾ Teräs: A1 ... A5, ominaisuusluokat 50, 70 ja 80
	SFS-ISO 4032	
	SFS-ISO 4033	Tankokoko: $M5 \leq d \leq M39$
Levy	SFS-EN 1993-1	
Koko ankuri	FprEN 1992-4:2017	Tankokoko: $M6 \leq d$ (vetokuormituksessa) $M6 \leq d \leq M60$ (leikkauskuormituksessa) Betoniluokka: C12/15 ... C90/105 Teräs (kierretanko): $f_{uk} \leq 1000$ MPa Maanjäristyksessä sitkeälle murtolle: $f_{uk} \leq 800$ MPa $f_{yk}/f_{uk} \leq 0,8$ Muuta: $h_{ef} \geq 40$ mm
¹⁾ Suurempia kokoja voidaan käyttää mikäli muut ominaisuudet täyttyvät		
²⁾ Suuremmilla kooilla kierteiden kestävyys saattaa rajoittaa kestävyyttä; käytetään suurempaa lujuusluokkaa		

Mutterit kiristetään standardin *EN 1090-2* kohtien 8.3 – 8.5 mukaisesti. Kiristämisen jälkeen mutterit tulee lukita joko käyttämällä kaksoismutteria, lyömällä pultin kierre rikki mutterin yläreunasta tai käyttämällä lukittamiseen jälkivalubetonia. Jälkivalubetonilla lukittaminen ei sovellu vaihteleviin kuormituksiin. Muttereita ei saa lukita hitsaamalla, sillä standardien *SFS-ISO 898* ja *SFS-ISO 3506* mukaan kierretanko ja mutteri eivät ole hitsattavia.

Lämpötila vaikuttaa teräsosien ominaisuuksiin. Ankkureiden käyttölämpötilat määräytyvät niiden osien käyttölämpötilojen mukaisesti noudattaen standardeja *SFS-EN 898* (teräsosat) ja *SFS-EN 3506* (ruostumattomat teräsosat). Lämpötila vaikuttaa myös betonin lujuusominaisuuksiin. Julkaisun *fib Model Code 2010* mukaan lämpötilavälillä $0\text{ °C} < T < 80\text{ °C}$ betonin keskimääräinen puristuslujuus noudattaa kaavaa

$$f_{cm}(T) = f_{cm}(1,06 - 0,003T) \quad (7.1)$$

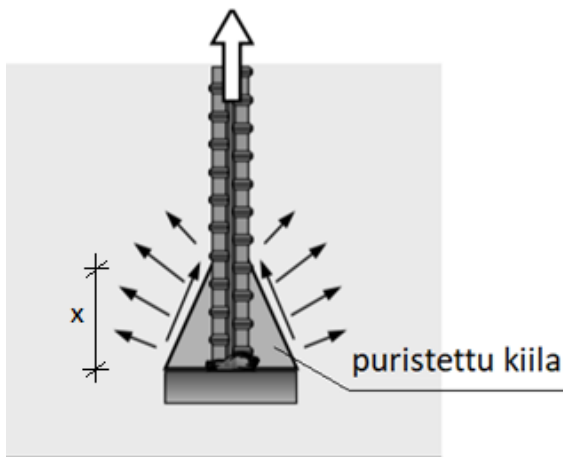
ja keskimääräinen vetolujuus noudattaa kaavaa

$$f_{ctm}(T) = f_{ctm}(1,16 - 0,008T), \quad (7.2)$$

missä T on lämpötila celsiusasteina. Betonin vetolujuus vähenee puristuslujuutta nopeammin lämpötilan kasvaessa. Betonin lujuudessa ei tapahdu merkittäviä muutoksia jos lämpötila ei ylitä keskimäärin $+40\text{ °C}$. [15, kohta 5.1.10.]

Ankkuroinnin laatuun vaikuttaa ankkureiden mittapoikkeamat ja betonoinnin toteutus. Standardissa *SFS-EN 13670* esitetään vähimmäislaatusovaatimukset betonirakenteiden toteutukseen ja peruspulttien asennustoleransseille.

Pultti eristetään betonista teipillä matkalta b_e (kuvat A.1 ja B.1). Mitta b_e määritetään siten, että pultti eristetään mahdollisimman pitkältä matkalta, kuitenkin heikentämättä ankkurointia kannan läheisyydessä. Näin saavutetaan ankkurin hyvä suorituskyky esimerkiksi dynaamisessa kuormituksessa. Betonin puristetun kiilan oletetaan muodostuvan kuvan 48 mukaisesti ankkurin kannan kohdalla. Kiilan korkeudeksi arvioidaan $x = D$. Mitan b_e arvoksi valitaan siis $L_2 - L_4 - D$.



Kuva 48. Vedetyn ankkurin kannan kohdalle betoniin muodostuva puristettu kiila [42, s. 65, muokattu].

7.2.2 Mitat

Tyypin 1 ja 2 ankkuriratkaisujen mitat on esitetty taulukoissa A.1, B.1 ja B.2 sekä kuvissa A.1 ja B.1. Tyypin 2 ankkurin ankkurointilevyn mitat määritetään kappaleessa 7.4. Ankkurin kannan pinta-ala A_h lasketaan ankkurityypille 2 kaavalla (3.4) ja ankkurityypille 1 kaavalla (7.3)

$$A_h = \frac{3\sqrt{3}\left(\frac{e}{2}\right)^2}{2} - d^2 \frac{\pi}{4}, \quad (7.3)$$

missä e on standardin *SFS-ISO 4032* mukainen mutterin halkaisija, ja d on kierretangon halkaisija. Kierretangon poikkileikkauksen ominaispinta-ala $A_{s,nom}$ lasketaan standardin *SFS-ISO 898-1* mukaisesti kaavalla (7.4)

$$A_{s,nom} = \frac{\pi}{4} \left(\frac{d_2 + d_3}{2} \right)^2, \quad (7.4)$$

missä d_2 on standardin *SFS-ISO 724* mukainen ulkokierteen nimelliskylkihalkaisija ja d_3 on ulkokierteen sisähalkaisija, joka lasketaan kaavalla (7.5)

$$d_3 = d_1 - H_1/6, \quad (7.5)$$

missä d_1 on standardin *SFS-ISO 724* mukainen ulkokierteen nimellissisähalkaisija ja H_1 on standardin *SFS-ISO 68-1* mukainen peruskolmion korkeus.

Pulttien pituudet valitaan siten, että ne voidaan ankkuroida helposti betoniin. Pituudet noudattavat myös mahdollisuuksien mukaan varastokokoja niin, että ne voidaan katkaista 1 m tai 2 m varastopituuksista, kun katkaisuväli on 10 mm.

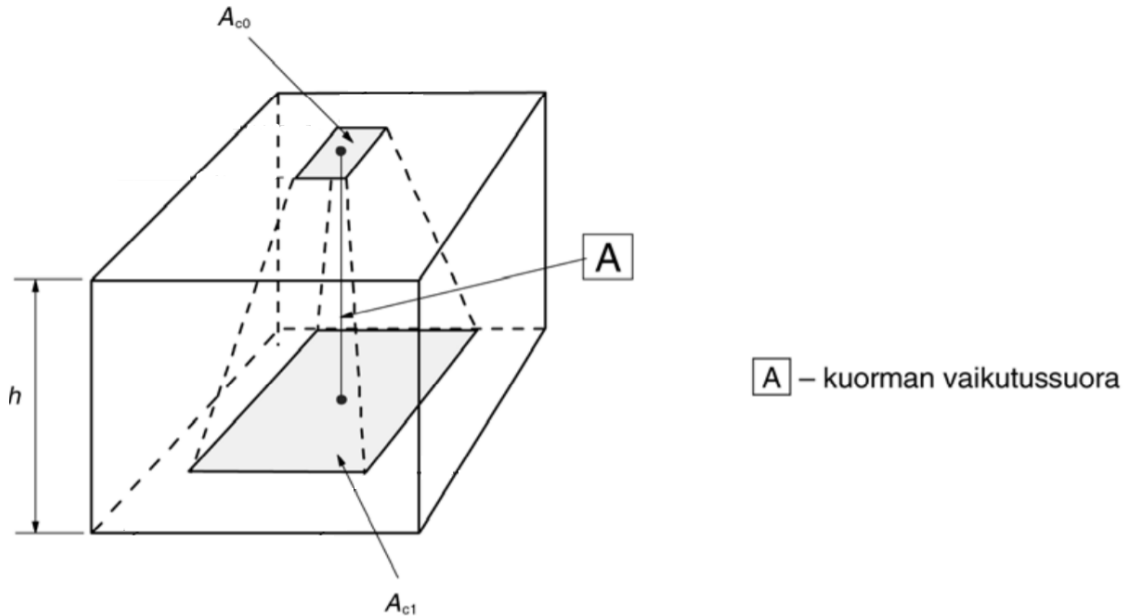
7.2.3 Materiaalit

Ankkurointiratkaisujen materiaalit on esitetty taulukoissa A.2 ja B.3. Pultin teräsluokan 10.9 käyttö rajoitetaan pulttikooille $d \leq M39$ (katso kohta 7.2.1). Standardia *SFS-ISO 898-2* noudattavien muttereiden lujuusluokkana käytetään kierretangon lujuutta vastaavaa lujuusluokkaa, kun $d \leq M39$ ja suurempaa lujuusluokkaa, kun $d > M39$. Standardia *SFS-ISO 3506-2* noudattavien mutterien lujuusluokkana käytetään kierretangon lujuutta vastaavaa lujuusluokkaa kaikilla pulttikooilla. Ankkurointilevyssä käytetään terästä S355 myös ruostumattomien pultin teräslaatuksen kanssa, sillä betoni suojaa levyä korroosiolta [31, s. 255].

7.2.4 Minimietäisyydet

Esijännittämätön kannallinen ankkuri ei aiheuta halkaisuvoimia asennuksen aikana, joten se ei vaikuta minimietäisyyksiin [10, s. 101]. Reunaetäisyyksien, keskiöetäisyyksien

ja ankkurointisyvyyksien minimiarvoilla varmistetaan riittävä betonipaksuus paikallista puristusta varten. Minimiarvot varmistavat myös ankkurin korroosiosuojan ja riittävän tilan betonin tiivistämistä varten [10, s. 101].



Kuva 49. Puristusjännitysten jakautuminen betonissa [37, kuva 6.29, muokattu].

Vedetyn ankkurin kannan aiheuttamien jännitysten oletetaan jakautuvan betonissa kuvan 49 mukaisesti suhteessa 2:1 niin, että kuormitusalue A_{c0} ja kuorman jakautumisalue A_{c1} pysyvät samanmuotoisina. Ankkurointisyvyyden minimiarvo määritetään seuraavalla periaatteella: kuorman jakautumisalueessa A_{c1} saa vaikuttaa enintään betonin puristuslujuuden mitoitusarvoa f_{cd} vastaava jännitys, kun ankkuria kuormittaa murto-kuormaa vastaava voima N . Pyöreällä ankkurointikappaleella kuormituspinta-ala on $A_{c0} = \pi D^2/4$ ja jakautumisalue on $A_{c1} = \pi(D + h_{ef,min})^2/4$, missä D on ankkurointikappaleen halkaisija. Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo on standardin EN 1992-1-1 mukaan $f_{cd} = \alpha_{cc}f_{ck}/\gamma_c$, missä α_{cc} on 1,0 ja γ_c on 1,5. Jakautumisalueessa vaikuttava jännitys noudattaa siis ehtoa (7.6)

$$N/A_{c1} = \frac{4N}{\pi(D + h_{ef,min})^2} \leq f_{cd}, \quad (7.6)$$

josta ankkurointisyvyydelle seuraa ehto (7.7)

$$h_{ef,min} \geq \sqrt{\frac{4N}{\pi f_{cd}}} - D \quad (7.7)$$

Minimireunaetäisyys c_{min} määritetään siten, että reunat eivät häiritse jännitysten jakautumista.

$$c_{min} \geq (D + h_{ef,min})/2 \quad (7.8)$$

Keskiöetäisyyden minimiarvo s_{min} määritetään siten, että kahden vedetyn ankkurin aiheuttamien jännitysten jakautumisalueet eivät limity keskenään.

$$s_{min} \geq D + h_{ef,min} \quad (7.9)$$

Asennusparametrien minimiarvot rajoitetaan säilyvyyden takia arvoihin, joilla betoni-peite on vähintään $c_{nom} = 45$ mm.

Taulukoissa A.3 ja B.4 on esitetty ankkurointisyvyyden sekä reuna- ja keskiöetäisyyksien minimiarvot pyöristettynä ylöspäin lähimpään 5 mm. Arvot on laskettu betoniluokalle C20/25 ja ne sopivat käytettäväksi kaikilla betoniluokilla. Minimietäisyyksiä laskettaessa ankkurityypillä 1 käytetään murtokuormana ulosvetomurron kestävyyttä $N_{Rd,p}$ ja ankkurityypillä 2 käytetään teräsmurron kestävyyttä $N_{Rd,s}$. Ankkurityypin 1 murtues- sa teräksestä tämä laskentatapa pysyy konservatiivisena. Minimietäisyyksiä laskettaessa ankkurityypin 1 kanta oletetaan pyöreäksi ja käytetään ankkurointikappaleen halkaisijana D arvoa s_{max} (taulukko A.1).

Betoniosan minimipaksuus määritetään siten, että betoniosaan jää riittävä kansallisten määräysten mukainen betonipeitteen nimellisarvo c_{nom} . Minimipaksuus on $h_{min} = h_{ef} + L_4 + c_{nom}$, missä h_{ef} on tehollinen ankkurointisyvyys ja L_4 on ankkurointi-kappaleen korkeus pultin päästä mitattuna. Betonikappaleen minimipaksuus on esitetty taulukoissa A.3 ja B.4

7.2.5 Ominaiskestävyydet

Ankkureiden teräsmurron ominaiskestävyys vetokuormituksessa $N_{Rk,s}$ on esitetty taulukoissa A.4 ja B.5. Ominaiskestävyys lasketaan kaavalla (3.1) käyttäen kierretangon poikkileikkauksen ominaispinta-alaa $A_{s,nom}$.

Ankkureiden ulosvetomurron ominaiskestävyys $N_{Rk,p}$ on esitetty taulukoissa A.4 ja B.5. Ominaiskestävyys lasketaan kaavalla (3.3), jossa käytetään standardin *FprEN 1992-4:2017* mukaista kerrointa $k_2 = 7,5$, joka ottaa betonin halkeilun vaikutuksen huomioon. Kuormansiirtoalana käytetään kannan pinta-alaa A_h . Ankkurilevyn oletetaan siirtävän jäykästi kuormia betoniin. Tämä oletama voidaan perustella valitsemalla levyn paksuus riittävän suureksi, jotta sen taipumat ovat vähäisiä. Levyn paksuus määritetään kohdassa 7.4.1. Levyn päällä olevan mutterin vaikutus jätetään huomiotta. Ulosvetomurron ominaiskestävyys on suoraan verrannollinen betonin puristuslujuuteen f_{ck} . Arvot on laskettu käyttäen betoniluokkaa C20/25 ja taulukossa annetaan kertoimet eri betoniluokille.

Ankkureiden teräsmurron ominaiskestävyys leikkauskuormituksessa $V_{Rk,s}$ ja taivutuskestävyyden ominaisarvo $M_{Rk,s}^0$ on esitetty taulukoissa A.5 ja B.6. Teräsmurron ominaiskestävyys lasketaan vipuvarrettomalle ankkurille kaavalla (3.24). Kertoimena k_6 käytetään standardin *FprEN 1992-4:2017* kohdan 7.2.2.3.1 mukaisesti arvoa 0,6 teräksen lujuusluokilla 4.6, 4.8, 5.6, 5.8 ja A-50, sekä arvoa 0,5 lujuusluokilla 8.8, 10.9, A-70 ja A-80. Taivutuskestävyyden ominaisarvo lasketaan mitoitusohjeen *Design of Fasteners for Use in Concrete* mukaan kaavalla (3.28), jossa taivutusvastus on $W_{el} = \pi d^3/32$. Standardissa *FprEN 1992-4:2017* on rajoitettu leikkauskuormituksessa pultti kokoon $d \leq M60$, joten pultin M64 kapasiteetit ovat sulkeissa.

Betonin kartiomurron ominaiskestävyys ankkureille lasketaan kaavalla (3.5). Ankkurointisyyvyys $h_{ef} = L_2 - L_4$ (kuva A.1 ja B.1) tarkoittaa etäisyyttä kannan pinnasta (betonipinnan puolelta) betonipintaan. Halkeilun vaikutuksen huomioon ottavana kertoimena k_{cr} käytetään standardin *FprEN 1992-4:2017* mukaista arvoa 8,9. Ominaisreunaeäisyys kartiomurrolle ja halkeamismurrolle määritetään standardin *FprEN 1992-4:2017* mukaan seuraavasti: $c_{cr,N} = c_{cr,sp} = 1,5 h_{ef}$. Ominaiskeskiöetäisyydet määritetään seuraavasti: $s_{cr,N} = s_{cr,sp} = 3 h_{ef}$. Arvot h_{ef} , k_{cr} , k_{ucr} , $c_{cr,N}$, $c_{cr,sp}$, $s_{cr,N}$ ja $s_{cr,sp}$ on taulukoitu taulukoissa A.6 ja B.7.

Kampeamismurron ominaiskestävyys lasketaan kaavalla (3.30). Standardin *FprEN 1992-4:2017* mukaisen kertoimen k_8 arvona käytetään 1,0, kun ankkurointisyyvyys on $h_{ef} < 60$ mm ja 2,0, kun $h_{ef} \geq 60$ mm [10, s. 295]. Kerroin k_8 on taulukoitu taulukoissa A.6 ja B.7.

Betonin reunamurron ominaiskestävyys lasketaan kaavalla (3.32). Ankkurin tehollinen pituus on l_f on yhtä suuri kuin ankkurointisyyvyys h_{ef} . Kierretangon tehollinen halkaisija ja d_{nom} on yhtä suuri kuin tangon nimellishalkaisija d . Arvot l_f ja d_{nom} on taulukoitu taulukoissa A.6 ja B.7.

Tulipalon aikaiset ankkurin ominaiskestävyydet $N_{Rk,s,fi}$, $N_{Rk,p,fi}$, $V_{Rk,s,fi}$ ja $M_{Rk,s,fi}^0$ määritetään standardin *FprEN 1992-4:2017* kohdan D.2 – D.3 mukaisesti.

7.2.6 Siirtymät

Ankkureiden siirtymät vetokuormituksessa lasketaan kaavalla (3.39). Jäykkyys K_t lasketaan kaavalla (3.38), missä E_s on 210 GPa ja E_c on 30 GPa (betoniluokalle C20/25). Kaavassa (3.38) ankkurin pituutena käytetään vedetyn osuuden pituutta $L_r = L - 2m_{max} - 8P - t_h$, missä L on pultin pituus, m_{max} on mutterin korkeus, t_h on ankkurointilevyn paksuus ja P on standardin *SFS-ISO 68-1* mukainen kierteen nousu. Kierteen nousuja oletetaan olevan 4 kappaletta pultin molemmissa päissä, jotta kokonaisia kierteen nousuja on ainakin 2 kappaletta. Ankkureiden jäykkyydet ja niihin vaikuttavat

arvot esitetään taulukossa 3. Käyttörajatilaa vastaava vetovoima N määritellään eurooppalaisen arviointidokumentin *EAD 330924-00-0601* mukaan seuraavasti:

$$N = N_{Rk}/(\gamma_F \gamma_M), \quad (7.10)$$

missä N_{Rk} on ankkurin murtokuorma, γ_F on 1,4 ja γ_M on kohdan 7.3 mukainen materiaalin osavarmuuskertoimen [12, kohta 2.2.7]. Tyypin 2 ankkureilla murtokuorma määräytyy teräsmurron perusteella ja tyypin 1 ankkureilla ulosvetomurron perusteella (betoni-luokka C20/25). Voimaa N vastaavat siirtymät δ_N on taulukoitu taulukoissa A.8 (tyyppi 1) ja B.9 (tyyppi 2).

Taulukko 3. Ankkureiden kokonaisjäykkyydet K_t (kaava 3.38) ja niihin vaikuttavat arvot.

	M16	M20	M24	M30	M36	M39	M42	M45	M48	M52	M56	M60	M64
$A_{s,nom}$ [mm ²]	157	245	352	561	817	976	1121	1306	1473	1758	2030	2362	2676
d [mm]	16	20	24	30	36	39	42	45	48	52	56	60	64
P [mm]	2	2,5	3	3,5	4	4	4,5	4,5	5	5	5,5	5,5	6
Ankkurityyppi 1													
L_r [mm]	274	334	423	581	566	901	896	892	884	876	866	1350	1450
K_t [kN/m]	90,4	115,3	132,8	157,2	223,4	183,0	208,1	239,7	268,4	316,3	361,4	294,2	310,7
Ankkurityyppi 2, lujuusluokat 10.9, 8.8, A-80, A-70													
L_r [mm]	259	314	401	556	531	866	861	857	849	836	826	1300	1400
K_t [kN/m]	94,3	120,7	138,3	162,6	234,1	188,9	214,7	247,3	276,8	327,5	374,1	303,2	319,6
Ankkurityyppi 2, lujuusluokat 5.8, 5.6, 4.8, 4.6, A-50													
L_r [mm]	264	324	413	569	554	886	878	874	864	854	844	1325	1425
K_t [kN/m]	92,9	117,9	135,2	159,8	227,0	185,5	211,5	243,6	273,1	322,3	368,3	298,6	315,1

Leikkauskuormitettujen ankkureiden siirtymät murtotilanteessa lasketaan kaavalla (3.40), missä k_v on 7. Kaavassa (3.40) ankkurointisyyvyytenä käytetään $h_{ef} = L_2 - L_4$, missä $L_2 = L - L_3$ ja L_4 on ankkurointikappaleen korkeus pultin päästä mitattuna. Mitta L_4 määritetään siten, että mutterin yli jää 4 standardin *SFS-ISO 68-1* mukaista kierteen nousua. Mitat L_3 , L_2 , L_4 ja h_{ef} esitetään taulukossa 4. Mitta L_4 esitetään myös taulukoissa A.1 ja B.1.

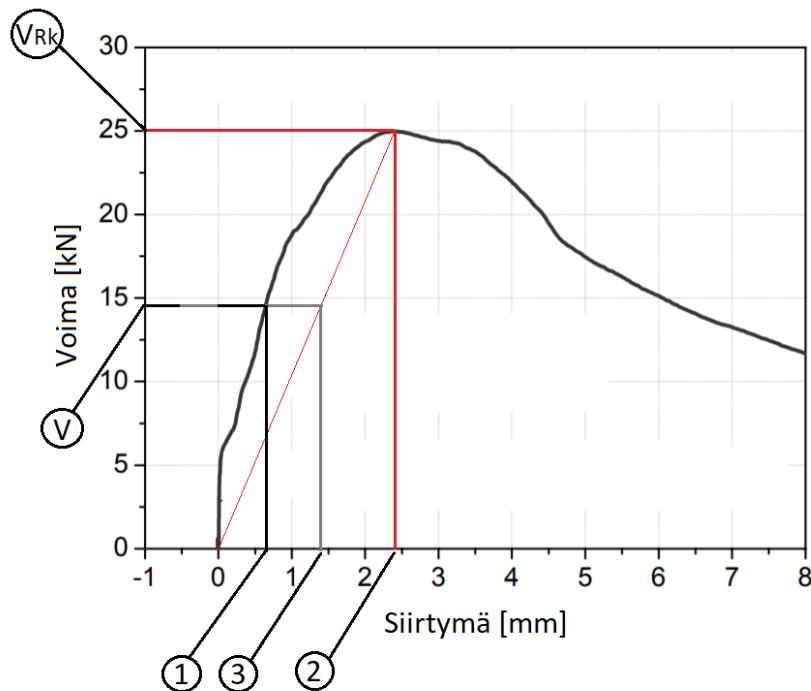
Taulukko 4. Ankkureiden ankkurointisyytyteen vaikuttavat mitat.

	M16	M20	M24	M30	M36	M39	M42	M45	M48	M52	M56	M60	M64
L_3 [mm]	100	120	140	170	180	190	200	210	225	240	255	270	285
L_2 [mm]	220	270	350	490	480	810	800	790	775	760	745	1220	1315
Ankkurityyppi 1													
L_4 [mm]	23	28	34	40	47	49	52	54	58	62	67	70	75
h_{ef} [mm]	197	242	317	450	433	761	748	736	717	698	678	1150	1240
Ankkurityyppi 2, lujuusluokat 10.9, 8.8, A-80, A-70													
L_4 [mm]	38	48	56	65	82	84	87	89	93	102	107	120	125
h_{ef} [mm]	182	222	295	425	398	726	713	701	682	658	638	1100	1190
Ankkurityyppi 2, lujuusluokat 5.8, 5.6, 4.8, 4.6, A-50													
L_4 [mm]	33	38	44	52	59	64	70	72	78	84	89	95	100
h_{ef} [mm]	187	232	307	438	421	746	730	718	697	676	656	1125	1215

Käyttörajatilaa vastaava leikkausvoima V määritellään eurooppalaisen arviointidokumentin *EAD 330924-00-0601* mukaan seuraavasti:

$$V = V_{Rk}/(\gamma_F \gamma_M), \quad (7.11)$$

missä V_{Rk} on ankkurin murtokuorma, γ_F on 1,4 ja γ_M on kohdan 7.3 mukainen materiaalin osavarmuuskertoimen [12, kohta 2.2.11]. Kaavalla (3.40) voidaan arvioida siirtymää vain murtotilanteessa. Tästä syystä arvioidaan voimaa V vastaavia siirtymiä jakamalla murtokuormaa vastaavat siirtymät arvolla $(\gamma_F \gamma_M)$ ja kertomalla arvolla 0,5. Kuva 50 havainnollistaa voimaa V vastaavan siirtymän arviointia: siirtymä 2 saadaan kaavasta (3.40), siirtymä 3 saadaan jakamalla siirtymä 2 arvolla $(\gamma_F \gamma_M)$ ja siirtymä 1 saadaan kertomalla siirtymä 3 arvolla 0,5. Voimaa V vastaavat siirtymät δ_V on taulukoitu taulukoissa A.9 (tyyppi 1) ja B.10 (tyyppi 2). Ankkurin M64 siirtymä on sulkeissa, sillä standardissa *FprEN 1992-4:2017* ankkuri on rajoitettu kokoon $d \leq M60$ leikkauskuorimituksessa.



Kuva 50. Käyttörajatilaa vastaavan vaakasiirtymän arvioiminen kaavan (3.40) avulla [19, s. 55, muokattu].

7.3 Kannallisen ankkurin osavarmuuskertoimet

Eurokoodissa varmuus voidaan osoittaa osavarmuuslukumenetelmällä. Kuorman osavarmuusluku γ_F ottaa huomioon kuorman epävarmuudet. Sillä kerrotaan rakenteeseen kohdistuvan kuorman ominaisarvoa ja saadaan mitoitusarvo. Materiaalin osavarmuusluku γ_M huomioi materiaalin kestävyys epävarmuudet. Sillä jaetaan kestävyys ominaisarvo ja saadaan mitoitusarvo. Osavarmuuskertoimilla huomioidaan myös mallin epävarmuudet ja mittavaihtelut. Mitoitusarvoja käyttämällä voidaan varmistaa, että rakenteen jännitykset eivät missään tilanteessa ylitä rakenteen kestävyyttä. [35.]

Kannallisia ankkureita mitoittaessa standardin *FprEN 1992-4:2017* mukaan tulee eri murtotavoille määrittää osavarmuusluvut. Osavarmuuslukua γ_{Ms} käytetään teräsmurron yhteydessä ja osavarmuuslukua γ_{Mc} käytetään betonin kartiomurron, reunamurron, kampeamismurron ja reunan lohkeamismurron yhteydessä. Lisäksi halkeamismurron yhteydessä käytetään osavarmuuslukua γ_{Msp} ja ulosvetomurron yhteydessä osavarmuuslukua γ_{Mp} . Suositusarvot osavarmuuskertoimille γ_{Ms} , γ_{Mc} , γ_{Msp} ja γ_{Mp} saadaan standardin *FprEN 1992-4:2017* taulukosta 4.1.

Teräsmurron osavarmuusluku vetokuormituksessa määritetään standardissa *FprEN 1992-4:2017* kaavalla (7.12)

$$\gamma_{Ms} = 1,2f_{uk}/f_{yk} \geq 1,4, \quad (7.12)$$

missä f_{uk} on teräksen murtolujuus ja f_{yk} on myötölujuus. Leikkauskuormituksessa vastaava osavarmuusluku määritetään kaavalla (7.13).

$$\begin{aligned} \gamma_{Ms} &= 1,0 f_{uk}/f_{yk} \geq 1,25, & \text{kun } f_{uk} \leq 800 \text{ N/mm}^2 \text{ ja } f_{uk}/f_{yk} \leq 0,8 \\ &= 1,5, & \text{kun } f_{uk} > 800 \text{ N/mm}^2 \text{ tai } \gamma_{Ms} = 1,2 f_{uk}/f_{yk} > 0,8 \end{aligned} \quad (7.13)$$

Ulosvetomurron osavarmuusluvun γ_{Mp} , halkaisumurron osavarmuusluvun γ_{Msp} sekä muiden betonimurtotapojen osavarmuuslukujen γ_{Mc} suositusarvot määritetään seuraavasti:

$$\gamma_{Mp} = \gamma_{Msp} = \gamma_{Mc} = \gamma_c \gamma_{inst}, \quad (7.14)$$

missä standardin *SFS-EN 1992-1-1* mukainen betonin osavarmuusluku γ_c on 1,5 ja γ_{inst} on kannallisilla ankkureilla 1,0.

Ankkureiden osavarmuusluvut on taulukoitu taulukoissa A.7 ja B.8. Betonimurtotapojen osavarmuusluvut on laskettu kaavalla (7.16) ja teräsmurron osavarmuusluvut on laskettu kaavoilla (7.14) ja (7.15) eri teräsluokilla veto- ja leikkauskuormituksessa.

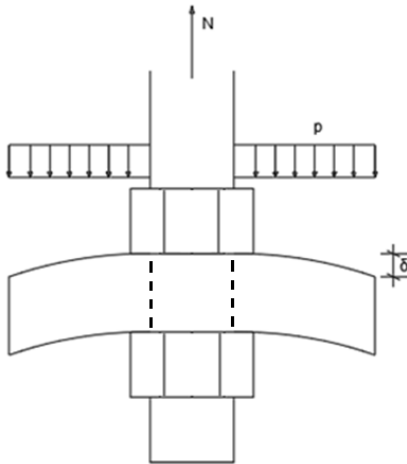
7.4 Ankkurointilevyn mitoitus

Tyypin 2 ankkurointiratkaisussa aksiaalisia kuormia betoniin siirtää pääosin pyöreä ankkurointilevy. Sovellettaessa kannallisen pultin teoriaa, voidaan levyn ajatella toimivan tietyin yksinkertaistuksin ankkurin kantana. Kannan kuormansiirtoala vaikuttaa eniten ankkurin ulosvetomurron kestävyyskykyyn. Kuormansiirtoala vaikuttaa myös jonkin verran betonin kartiomurron kestävyyskykyyn (katso kohta 3.2.3). Tässä osiossa määritetään ankkurointilevyille sopivat mitat.

Ankkurin murtotavan tulisi ensisijaisesti olla sitkeä. Ankkurin tulisi siis murtua teräksestä, jolloin teräsmurron mitoituskestävyyden on oltava pienempi kuin betoniin liittyvien murtotapojen mitoituskestävyydet. Koska kannallisen pultin ulosvetomurron kestävyys riippuu kannan kuormansiirtoalasta, tulee levyn pinta-ala (halkaisija) valita niin, että ulosvetomurron mitoituskestävyys on suurempi kuin teräsmurron mitoituskestävyys jokaisella betoni- ja teräslaadulla. Riittää, että tarkastellaan tilannetta heikoimmalla käytetyllä betonilaadulla (C20/25). Pultin teräsluokat jaetaan ryhmiin lujuuksiensa perusteella ja ryhmän lujinta terästä käytetään mitoituksessa.

Vetävän kuorman vaikuttaessa betonissa olevaan ankkuriin kohdistuu ankkurointilevyn painetta. Paine p aiheuttaa levyn jännityksiä ja se taipuu (kuva 51). Taipuman ja jännitysten suuruus riippuu levyn ja pultin halkaisijasta, levyn paksuudesta ja vetovoiman (paineen) suuruudesta. Taipuma riippuu lisäksi levyn kimmokertoimesta $E_{s,plate}$ ja Poissonin vakioista ν . Levyn paksuus valitaan sillä periaatteella, että teräsjännitykset py-

syvät myötölujuuden alapuolella ja taipumat ovat riittävän pieniä, kun ankkuria kuormitetaan voimalla $N_{Rd,s}$.



Kuva 51. Ankkurilevyn taipuma vetokuormituksessa.

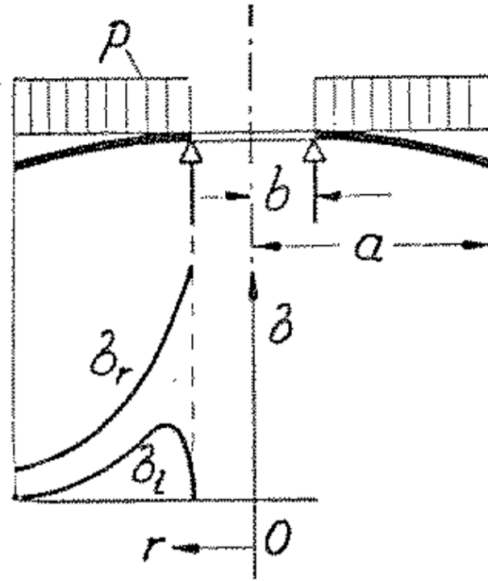
Taipumaan ja jännityksiin vaikuttaa myös tuen etäisyys pultin keskilinjasta. Tukena toimii tässä tapauksessa levyn alapuolinen mutteri. Käsinelaskussa on vaikeaa huomioida mutterin käyttäytymistä levyn tukena. Tästä syystä mallinnetaan tilannetta myös FEM-ohjelmalla ja vertaillaan tuloksia käsinlaskettuihin arvoihin.

Levyn mittojen valintaan vaikuttavat siis seuraavat asiat: ulosveto- ja teräsmurron kestävyys, pulttikoko sekä teräksen ja betonin ominaisuudet. Levyn mitat valitaan sellaisiksi, että ankkuri soveltuu käytettäväksi halkeilleessa betonissa.

Ankkurointilevy voidaan ajatella käsinlaskussa ympyrärengaslaataksi, joka on jäykästi tuettu renkaan sisäpuolelta. Levyyn vaikuttaa tasainen kuorma p . Levyn taipuma δ voidaan laskea kaavalla (7.15)

$$\delta = \frac{3p}{16E_{s,plate}t_h^3} (1 - \nu)[4(3 + \nu)a^2b^2 - (7 + 3\nu)a^4 - (5 + \nu)b^4 + 4(1 + \nu)a^2b^2 \left(\frac{3+\nu}{1+\nu} - 4 \frac{1+\nu}{1-\nu} \frac{a^2}{a^2-b^2} \ln\left(\frac{a}{b}\right) \right) \ln\left(\frac{a}{b}\right)], \quad (7.15)$$

missä a on levyn ulkoreunan etäisyys keskipisteestä ja b on tuen etäisyys keskipisteestä (kuva 52). Kaavassa t_h on levyn paksuus, $E_{s,plate}$ on kimmokerroin ja ν on Poissonin luku.

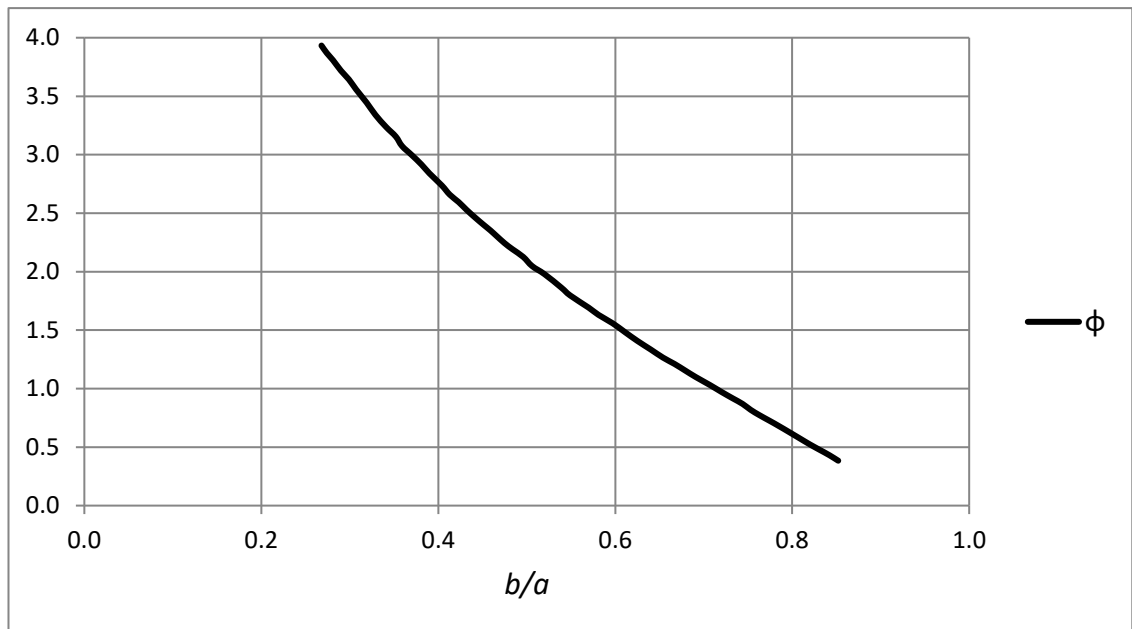


Kuva 52. Ympyrärengaslaatan kuormitustapaus: tasainen kuorma ja tuki laatan sisäreunalla [46, s. 835].

Levyn suurin jännitys σ_{max} on levyn sisäreunassa $r = b$ ja se voidaan laskea kaavalla (7.16)

$$\sigma_{max} = \varphi \frac{a^2}{t_h^2} p, \quad (7.16)$$

missä φ saadaan kuvasta 53.



Kuva 53. Tasaisesti kuormitetun, sisäreunasta tuetun ympyrärengaslaatan φ -kertoimen arvo Ylisen mukaan [46, s. 831, muokattu].

7.4.1 Levyn halkaisijan mitoitus

Ankkurointilevyjen halkaisijat valitaan siten, että ankkurin ulosvetomurron mitoituskestävyys täyttää ehdon $N_{Rd,p} > N_{Rd,s}$, missä $N_{Rd,s}$ on vedetyn ankkurin teräsmurron mitoituskestävyys. Näin varmistetaan teräksen murtuminen ennen betonin murtumista. Halkaisija pyöristetään ylöspäin lähimpään 10 mm. Ulosvetomurron mitoituskestävyys saadaan kaavasta (7.17)

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}, \quad (7.17)$$

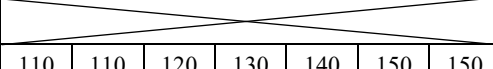
missä $N_{Rk,p}$ saadaan taulukosta B.5 ja γ_{Mp} saadaan taulukosta B.8. Teräsmurron mitoituskestävyys saadaan kaavasta (7.18)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}, \quad (7.18)$$

missä missä $N_{Rk,s}$ saadaan taulukosta B.5 ja γ_{Ms} saadaan taulukosta B.8.

Pultin teräsluokat jaetaan kahteen ryhmään kierretangon lujuuden perusteella. Ankkurointilevyt mitoitetaan ryhmän lujimman teräsluokan mukaan. Näin saadaan ankkureille riittävän taloudelliset ankkurointilevyt ilman, että mitoitetaan levyjä jokaisella teräsluokalla erikseen. Betoniluokkana käytetään mitoituksessa C20/25 ja betonin oletetaan olevan halkeillutta. Näin varmistetaan, että ankkurointilevy sopii käytettäväksi kaikilla betoniluokilla halkeilleessa ja halkeilemattomassa betonissa. Taulukossa 5 esitetään ankkurointilevyjen halkaisijat jokaisella teräsluokalla ja ulosvetomurtokestävyyden suhde teräsmurtokestävyyteen.

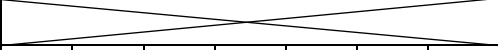
Taulukko 5. Ankkurilevyjen halkaisijat ja teräsmurron mitoituskestävyyden suhde ulosvetomurron mitoituskestävyyteen.

Pulttikoko	M16	M20	M24	M30	M36	M39	M42	M45	M48	M52	M56	M60	M64
Teräs, lujuusluokka 8,8; ruostumaton teräs, lujuusluokat 80, 70													
Teräs, lujuusluokka 10.9													
halkaisija, D [mm]	50	60	70	80	100	110							
$N_{Rd,p}/N_{Rd,s}$	1,57	1,44	1,35	1,08	1,17	1,19	1,36	1,14	1,21	1,19	1,19	1,18	1,01
Teräs, lujuusluokat 5.8, 5.6, 4.8 ja 4.6; ruostumaton teräs, lujuusluokka 50													
halkaisija, D [mm]	40	40	50	60	70	80	90	90	100	110	110	120	130
$N_{Rd,p}/N_{Rd,s}$	2,02	1,16	1,29	1,13	1,04	1,18	1,33	1,10	1,23	1,26	1,04	1,08	1,13

Taulukossa 6 esitetään *Ylisen* kaavoissa käytetyt mitat a ja b sekä murtokuormaa vastaava paine p . Levyn tuki oletetaan mutterin ulkoreunalle, jolloin tuen etäisyys keskipisteestä on $b = s_{max}/2$, missä s_{max} on mutterin halkaisija (taulukot A.1 ja B.1). Levyn

ulkoreunan etäisyys keskipisteestä on $a = D/2$. Murtokuormalla levyyn kohdistuva paine on $p = N_{Rd,s}/A_h$, missä levyn halkaisija A_h saadaan taulukosta B.2.

Taulukko 6. Ankkurointilevyjen mitat a ja b sekä paine p murtokuormalla.

Pulttikoko	M16	M20	M24	M30	M36	M39	M42	M45	M48	M52	M56	M60	M64
Teräs, lujuusluokka 8,8; ruostumaton teräs, lujuusluokat 80, 70													
Teräs, lujuusluokka 10.9													
a [mm]	25	30	35	40	50	55							
b [mm]	12	15	18	23	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	47,5
paine, p [MPa]	63,5	69,6	74,1	92,7	85,3	83,9	73,6	88,0	82,7	84,1	83,7	84,9	98,7
Teräs, lujuusluokat 5.8, 5.6, 4.8 ja 4.6; ruostumaton teräs, lujuusluokka 50													
a [mm]	20	20	25	30	35	40	45	45	50	55	55	60	65
b [mm]	12	15	18	23	27,5	30	32,5	35	37,5	40	42,5	45	47,5
paine, p [MPa]	49,5	86,6	77,8	88,1	96,2	84,9	75,1	91,2	81,2	79,4	96,1	92,8	88,7

7.4.2 Levyn paksuuden mitoitus

Ankkurointilevyn paksuudet valitaan ensin alustavasti käsinlaskennan perusteella. Käsinlaskussa tarkastellaan levyn sisäreunan suurinta teräsännitystä. Levyn paksuus valitaan sellaiseksi, että jännitys pysyy myötölujuuden alapuolella. Alustavat paksuudet muutetaan vastaamaan yleisiä varastokokoja ja tuloksia tarkastellaan FEM-analyysin avulla. Paksuus valitaan sellaiseksi, että levy kestää ankkuriin kohdistuvan suurimman vetovoiman, mutta ei ole liian konservatiivinen.

Levyn alustava paksuus lasketaan kaavalla (7.19)

$$t_h = \sqrt{\varphi \frac{a^2}{\sigma_{max}} p}, \quad (7.19)$$

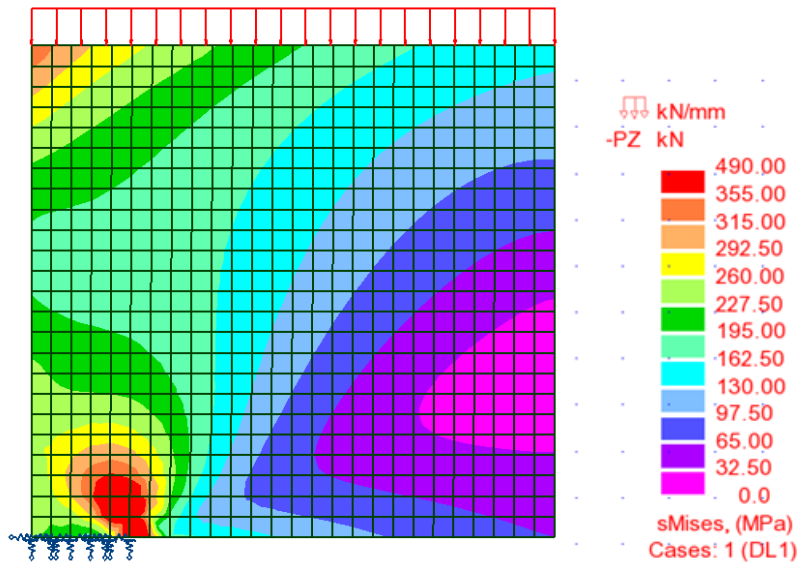
missä σ_{max} on 355 MPa, kun $t_h < 40$ mm ja 335 MPa, kun $t_h \geq 40$ mm (standardi *SFS-EN 1993-1-1* taulukko 3.1). Paine p ja mitta a saadaan taulukosta 6 ja arvo φ saadaan kuvasta 51.

Levyn paksuudet valitaan siten, että ne noudattavat Teräsrakenneyhdistys r.y:n suositusten mukaisia varastokokoja teräslajille S355J2G3. Näitä ovat paksuudet $t_h = 5, 6, 8, 10, 12, 15, 18, 20, 22, 25, 30, 35, 40, 50, 60, 80$ [30, s. 660]. Taulukossa 7 on taulukoitu kaavalla (7.19) lasketut ankkurointilevyn alustavat paksuudet t_0 sekä valitut paksuudet t_v .

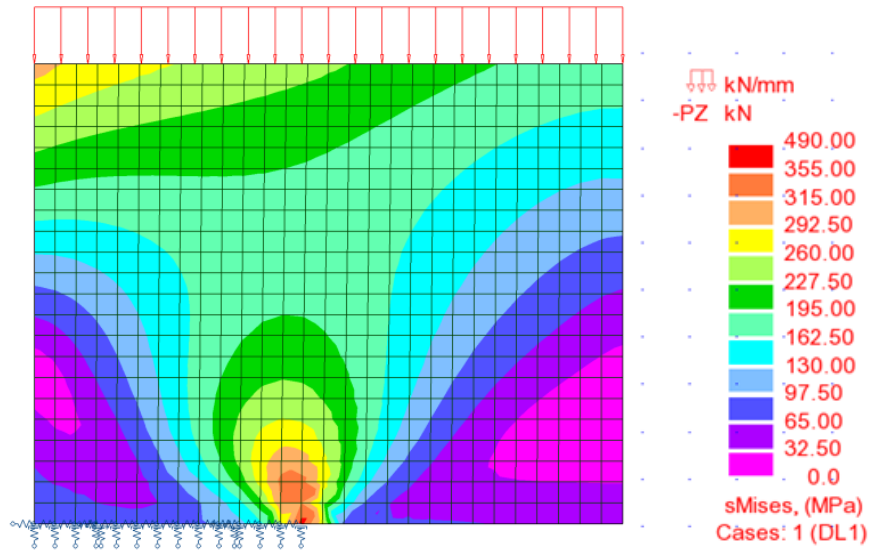
Taulukko 7. Ankkurointilevyn paksuus; kaavalla (7.19) laskettu alustava paksuus ja valittu paksuus.

	M16	M20	M24	M30	M36	M39	M42	M45	M48	M52	M56	M60	M64
Teräs, lujuusluokat 10.9, 8.8; ruostumaton teräs, lujuusluokat 80, 70													
alustava paksuus [mm], t_0	16	19	23	27	33	39	33	33	35	40	44	47	48
valittu paksuus [mm], t_v	15	20	22	25	35	35	35	35	35	40	40	50	50
Teräs, lujuusluokat 5.8, 5.6, 4.8 ja 4.6; ruostumaton teräs, lujuusluokka 50													
alustava paksuus [mm], t_0	9	9	12	13	15	18	21	20	23	26	26	29	33
valittu paksuus [mm], t_v	10	10	10	12	12	15	18	18	20	22	22	25	25

Kuvissa 54 ja 55 on esitetty eri teräsluokkien rasitetuimman ankkurointilevyn FEM-analyysi valituilla mitoilla, jossa näkyy levyn jännityskartta ankkurin suurimmalla kuormalla. Levy on mallinnettu pyörähdyssymmetrisenä poikkileikkauksena. Levyä tukeva mutteri on mallinnettu kitkatukena, jonka kitkakerroin on 0,2 ja jousivakio 21000 GPa. Levyn elementtijako on 1:25. Mutterin tukipituutena käytetään arvoa s_{max} ja levyn korkeus on t_v . Levyn sisäreuna on linjalla $x = d/2 + 1$ mm, jossa d on ankkurin halkaisija ja ulkoreuna on linjalla $x = a$. Paine p kuormittaa levyä koko yläreunan alueelta. Väriskaalan avulla nähdään millä alueella mahdollinen levyn myötö- tai murto-ajan ylitys tapahtuu. Punainen väri tarkoittaa myötölujuuden ylittymistä. Myötölujuuden ylityksen, joka tapahtuu rajatulla alueella tukevan mutterin ulkoreunan kohdalla ei otaksuta johtavan merkittäviin muodonmuutoksiin, mikäli murtolujuutta ei ylitetä. Kaikkien ankkurointilevyjen jännityskartat on esitetty liitteessä C.



Kuva 54. Levyn jännitykset (teräs = 10.9, pulttikoko = M16, $D = 50$, $t_h = 15$).



Kuva 55. Levyn jännitykset (teräs = 5.8, pulttikoko = M64, $D = 130$, $t_h = 25$).

Taulukossa 8 on taulukoitu ankkurointilevyn taipuma ulkoreunassa valituille levyille. Taipumat on laskettu kaavalla (7.15) sekä FEM-analyysillä. Kaavassa (7.15) käytetään arvoja $E = 210$ GPa ja $\nu = 0,3$. Mitat a ja b sekä paine p saadaan taulukosta 6 ja mittana t_h käytetään valitun levyn paksuutta t_v (taulukko 7).

Taulukko 8. Levyn taipumat; kaavalla (7.15) laskettu taipuma ja FEM-analyysin mukainen taipuma.

	M16	M20	M24	M30	M36	M39	M42	M45	M48	M52	M56	M60	M64
Teräs, lujuusluokat 10.9, 8.8; ruostumaton teräs, lujuusluokat 80, 70													
taipuma, kaava (7.17) [mm]	0,04	0,04	0,06	0,07	0,06	0,10	0,07	0,08	0,10	0,10	0,14	0,10	0,10
taipuma, FEM [mm]	0,04	0,04	0,05	0,06	0,06	0,08	0,06	0,06	0,07	0,07	0,09	0,09	0,09
Teräs, lujuusluokat 5.8, 5.6, 4.8 ja 4.6; ruostumaton teräs, lujuusluokka 50													
taipuma, kaava (7.17) [mm]	0,04	0,04	0,09	0,10	0,18	0,17	0,15	0,14	0,16	0,20	0,19	0,20	0,29
taipuma, FEM [mm]	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,05	0,04	0,04	0,06	0,05	0,06	0,08

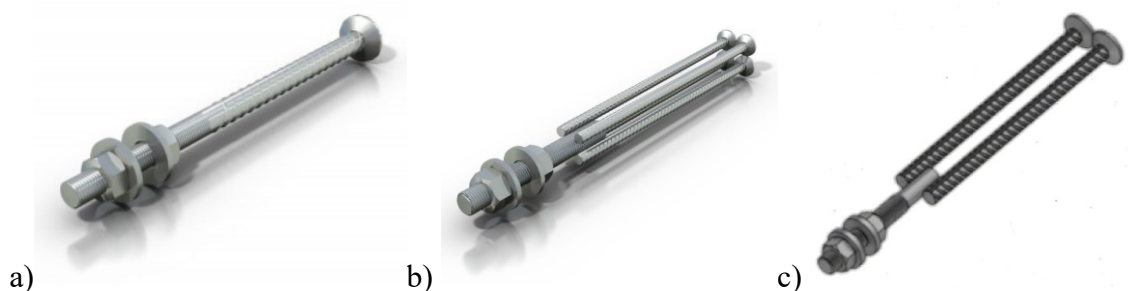
Käsinlaskun perusteella saadut mitat ovat suuntaa antavia mittoja ankkurointilevyille. Lopulliset mitat on valittu FEM-analyysiin perustuen ja yleisiä varastokokoja käyttäen. Kaavat (7.15) ja (7.19) yksinkertaistavat ankkurointilevyn ympyrälaataksi, joka on tuettu jäykästi sisäreunaltaan. Todellisuudessa ankkurointilevy tukeutuu muttereihin ja tukeutuminen suuruus riippuu mutterin koosta. Tämä lisää eroa käsinlaskun ja FEM-tuloksien välillä. Ankkuripultin ja mutterit voisi mallintaa kokonaisina, mutta yksinkertaisuuden vuoksi mutteri on mallinnettu levyn kitkatukena.

Levy on oletettu mitoituksessa riittävän jäykäksi, jotta siihen kohdistuva paine voidaan olettaa tasaiseksi. Kaavan (7.15) ja FEM-analyysin mukaiset taipumat tukevat tätä oletusta. Suurin suhteellinen taipuma on teräsluokan 5.8 pulttikoon M64 ankkurointilevyllä. Taipuma 0,08 mm on pieni verrattuna levyn halkaisijaan 110 mm. Taipumat ovat siis riittävän pienet, jotta ne eivät vaikuta merkittävästi ankkurointilevyn toimintaan.

FEM-analyysin mukaan levyn suurin jännitys on mutterin ulkoreunan kohdalla. Jännitykset ovat korkeimmat pultin teräsluokan ollessa 10.9. Myös tukipinnan suhde levyn halkaisijaan vaikuttaa jännityksiin; tukipinnan ollessa pieni levyyn kohdistuu enemmän taivutusta kuin tukipinnan ollessa suuri. Jos mutterin tukipinnan suhteellinen koko on suuri, välittyy suuri osa levyyn kohdistuvasta paineesta levyyn puristusjännityksenä ja jännitykset pysyvät pieninä. Levyn lujuuden ylittyminen sallitaan pienellä alueella mutterin ulkoreunan kohdalla – jännityksiä sisäreunalla pidetään tärkeämpinä levyn kestävyiden kannalta.

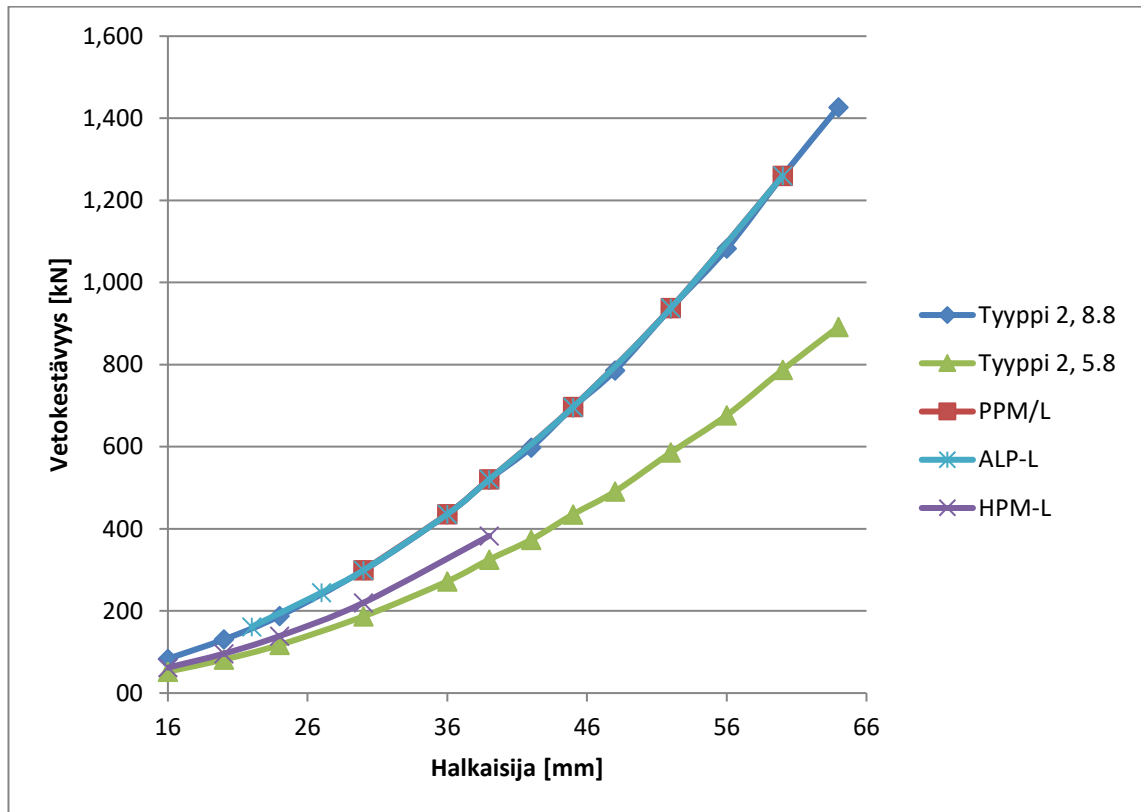
7.5 Ominaisuuksien vertailu vakiotuotteisiin

Tässä osiossa varmistetaan taulukoitujen arvojen oikea suuruusluokka vertaamalla arvoja vastaavaan tarkoitukseen käytettävien vakiotuotteiden arvoihin. Vertailtavia arvoja ovat vetokestävyys, leikkauskestävyys, ulosvetomurtokestävyys, taivutuskestävyys, asennusparametrit sekä siirtymät. Vertailussa käytettävät vakiotuotteet ovat peruspultit Peikko PPM-L (kuva 56.a), Peikko HPM-L (kuva 56.b) sekä Anstar ALP-L (kuva 56.c). Peruspultti HPM-L on B500B-terästä. Peruspultti PPM-L koostuu B500B harjatangoista sekä luokan 8.8 kierrepultista. Peruspultti APL-L koostuu B500B-harjatangoista ja Imacro M ($f_{yk} \geq 700$ MPa) kierrepultista. Vakiotuotteiden kapasiteetti-arvot perustuvat valmistajan tekniseen käyttöohjeeseen [3] (APL), tekniseen arviointidokumenttiin ETA-02/2006 (HPM) sekä kansalliseen hyväksyntädokumenttiin *DIBt Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, Nr. Z-21.5-1706* [7] (PPM-L).



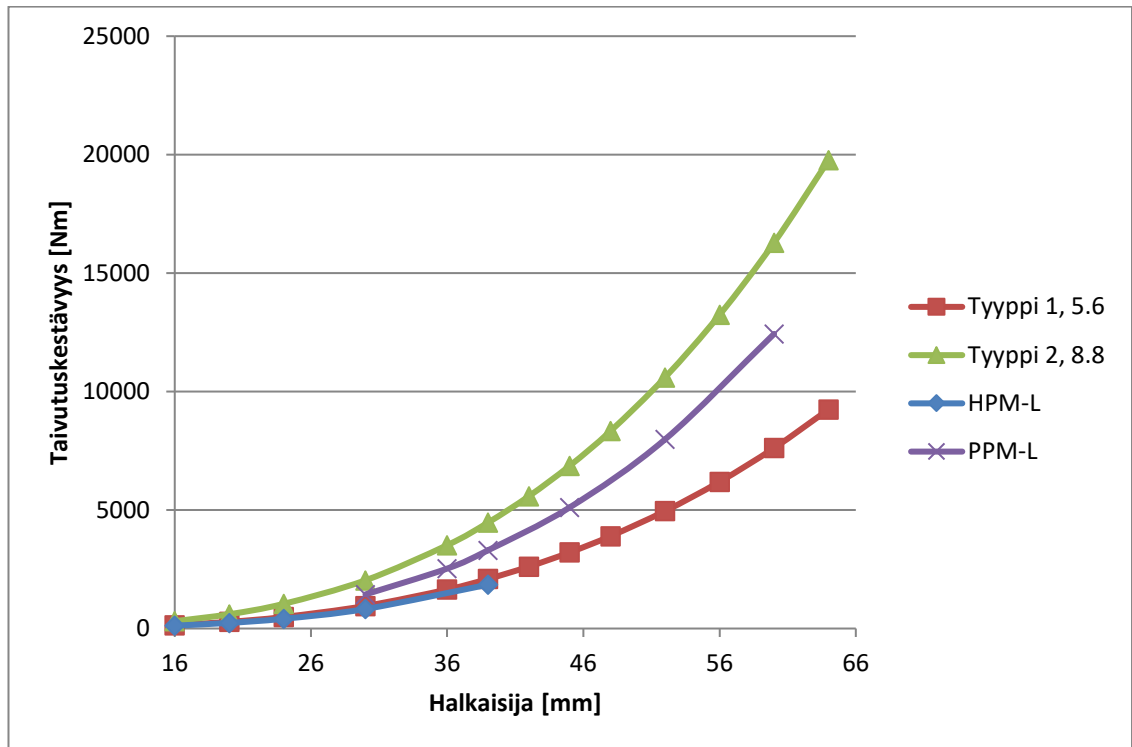
Kuva 56. Vakiotuotteita a) Peikko HPM-L [28], b) Peikko PPM-L [29] ja c) Anstar APL-L [3].

Kuvassa 57 esitetään teräsmurtokestävyyden suunnittelu-arvot vetokuormituksessa tyyppin 2 ankureilla lujuusluokilla 5.8 ja 8.8, sekä vakiotuotteilla PPM-L, HPM-L ja ALP-L. Ankkurointiratkaisujen vetokestävyys vastaa hyvin vakiotuotteiden kapasiteetteja.



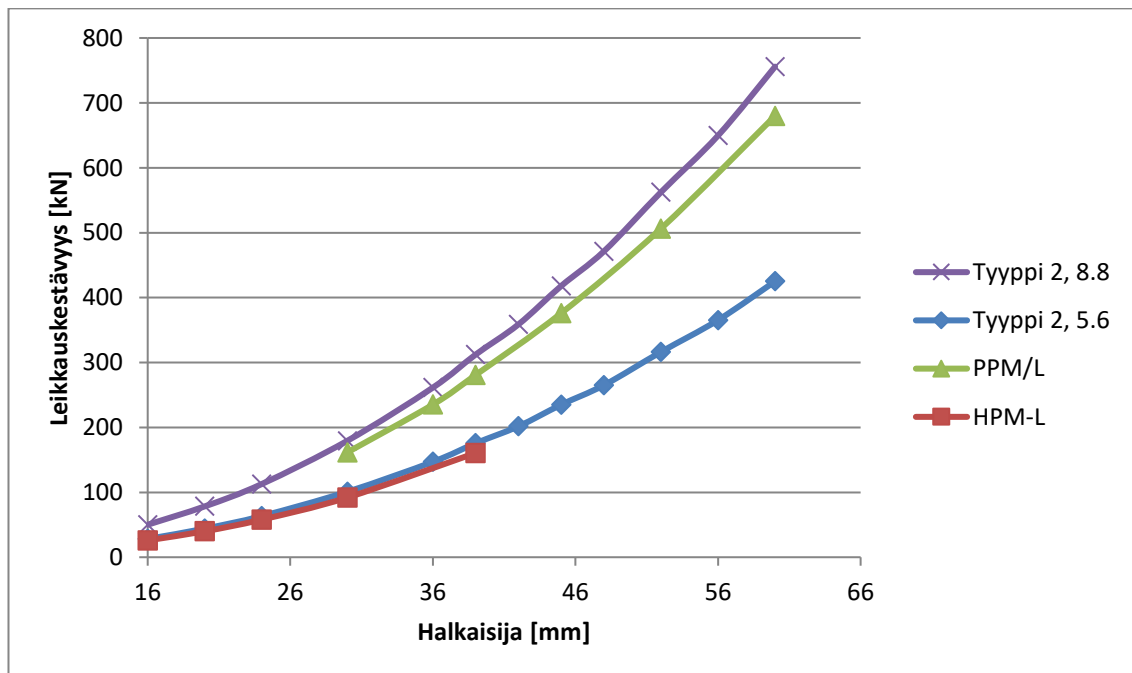
Kuva 57. Ankkuriratkaisujen vetokestävyys ($N_{Rd,s}$) vertailu vakiotuotteiden kanssa.

Kuvassa 58 esitetään taivutuskestävyyden ominaisarvot tyyppin 1 ankkurilla lujuusluokalla 5.6, tyyppin 2 ankkurilla lujuusluokalla 8.8 sekä vakiotuotteilla HPM-L ja PPM-L. Taivutuskestävyys on suoraan verrannollinen ankkuripultin lujuuteen. Ankkuriratkaisujen kestävyys vastaa vakiotuotteiden kapasiteetteja.



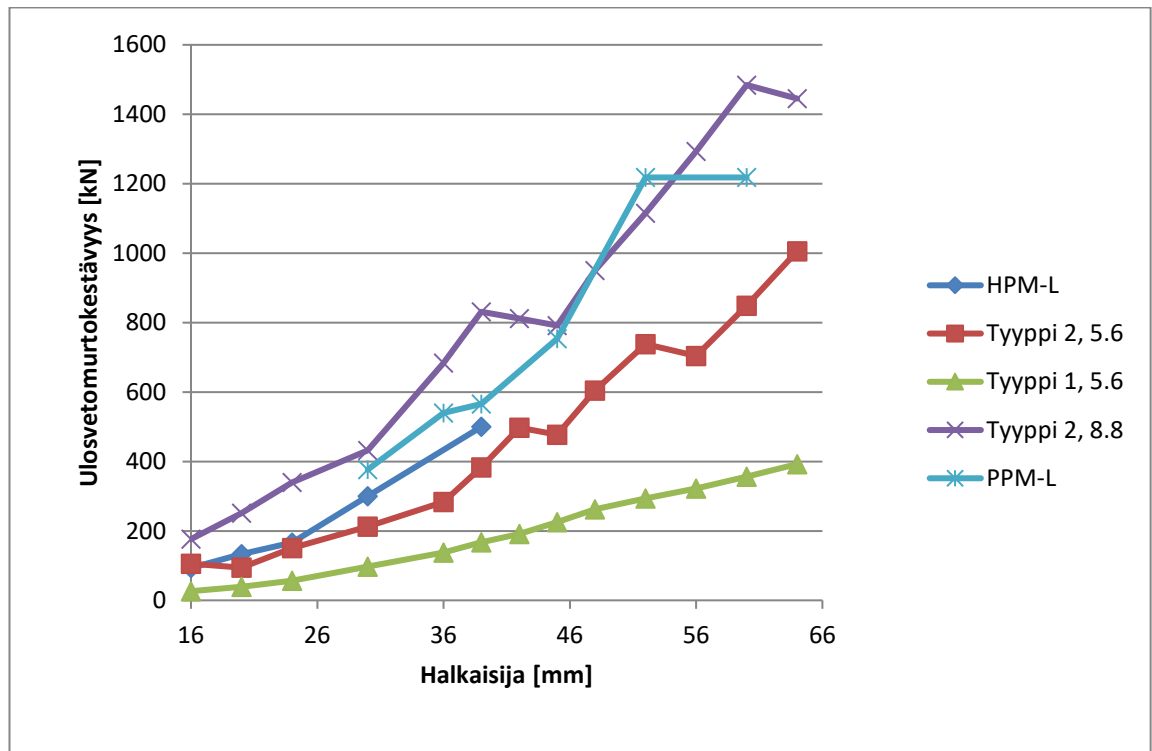
Kuva 58. Ankkuriratkaisujen taivutuskestävyyden ($M_{Rd,s}^0$) vertailu vakiotuotteiden kanssa.

Kuvassa 59 esitetään teräsmurtokestävyyden suunnitteluarvot leikkauskuormituksessa tyyppi 2 ankkurilla lujuusluokilla 5.6 ja 8.8 sekä vakiotuotteilla PPM-L, HPM-L. Ankkurointiratkaisujen leikkauskestävyydet vastaavat suuruusluokaltaan vakiotuotteita.



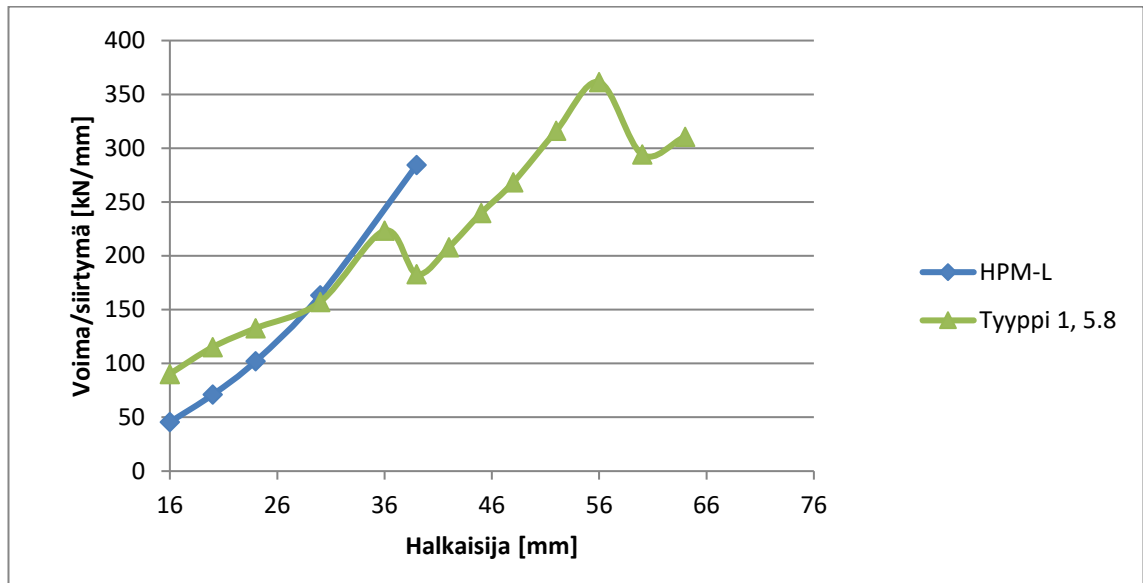
Kuva 59. Ankkuriratkaisujen leikkauskestävyyden ($V_{Rd,s}$) vertailu vakiotuotteiden kanssa.

Kuvassa 60 esitetään ulosvetomurtokestävyyksien suunnitteluvarvot ankkurityypeillä 1 lujuusluokalla 8.8 ja ankkurityypin 2 lujuusluokilla 5.6 ja 8.8, sekä vakiotuotteilla HPM-L ja PPM-L. Tyypin 2 ankkureiden ankkurointilevy on valittu sellaiseksi, että ulosvetomurron mitoituskkestävyys on suurempi kuin teräsmurron mitoituskkestävyys. Ulosvetomurtokestävyydet vastaavat suuruusluokaltaan vakiotuotteiden kapasiteetteja.



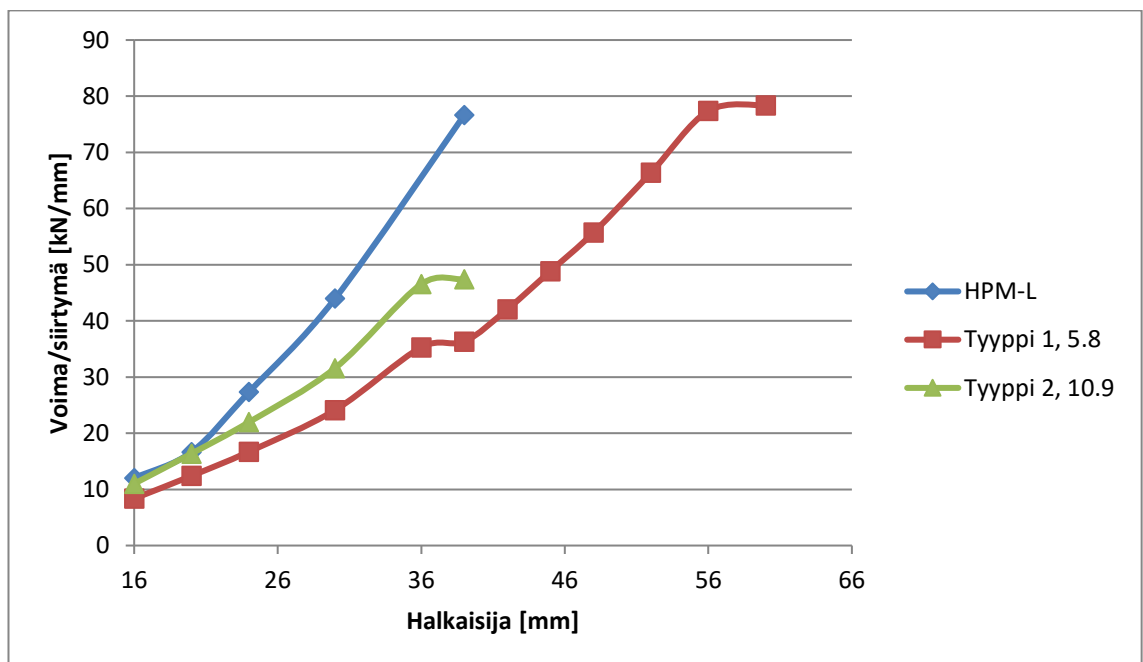
Kuva 60. Ankkuriratkaisujen ulosvetomurtokestävyyden ($N_{Rd,p}$) vertailu vakiotuotteiden kanssa.

Kuvassa 61 esitetään vetovoiman suhde siirtymään lujuusluokan 5.8 ankkurityypillä 1 ja vakiotuotteella HPM-L. Ankkuriratkaisun siirtymät on taulukoitu pyöristäen lähimpään 0,5 mm, mutta kuvaajassa on käytetty siirtymien pyöristämättömiä arvoja. Kuvaajan epätasaisuudet johtuvat pultin pituuden ja sitä kautta ankkuroinnin jäykkyyden muutok-
sista. Suuruusluokka vastaa vakiotuotteen arvoja.



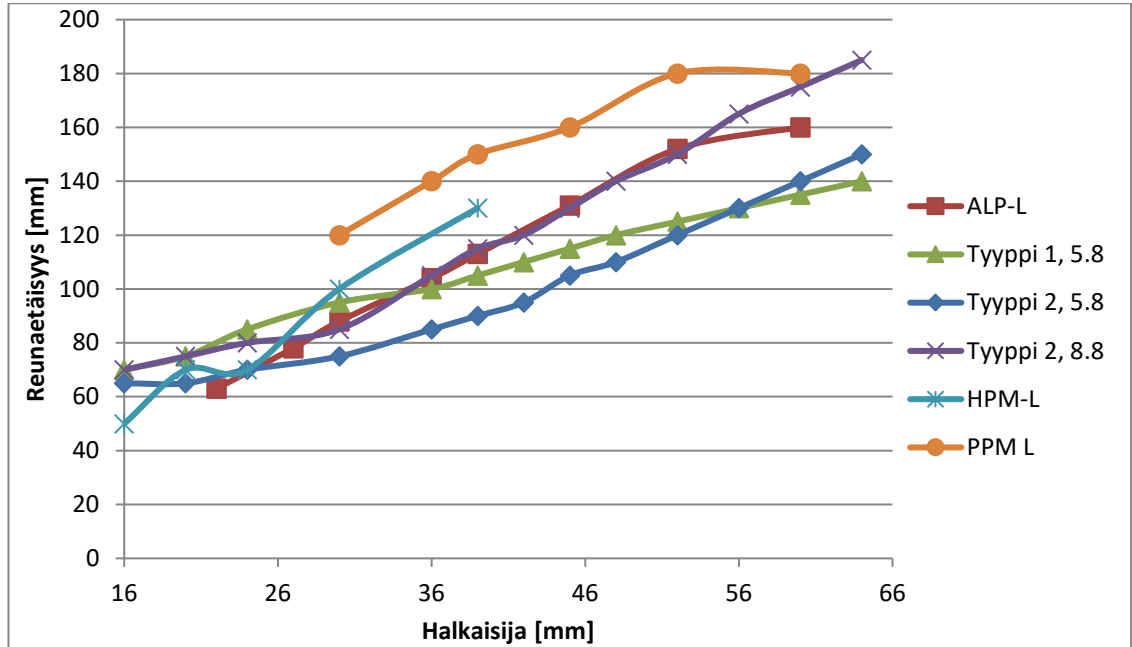
Kuva 61. Ankkuriratkaisun aksiaalisen voiman ja siirtymän suhteen (N/δ_N) vertailu vakiotuotteen kanssa.

Kuvassa 62 esitetään leikkausvoiman suhde vaakasiirtymään lujuusluokkien 5.8 ja 10.9 ankkurityypillä 2 ja vakiotuotteella HPM-L. Ankkuriratkaisun siirtymät on taulukoitu pyöristäen lähimpään 0,5 mm, mutta kuvaajassa on käytetty siirtymien pyöristämättömiä arvoja. Vaakasiirtymän laskemiseen ei ole kehitetty yleisesti hyväksyttyä laskentatapaa ja siirtymät mitataan usein kokeellisesti. Siirtymät laskettiin ankkuriratkaisuille soveltaen vaakasiirtymälle ehdotettua laskentamenetelmää. Suuruusluokka vastaa kuitenkin vakiotuotteen arvoja.

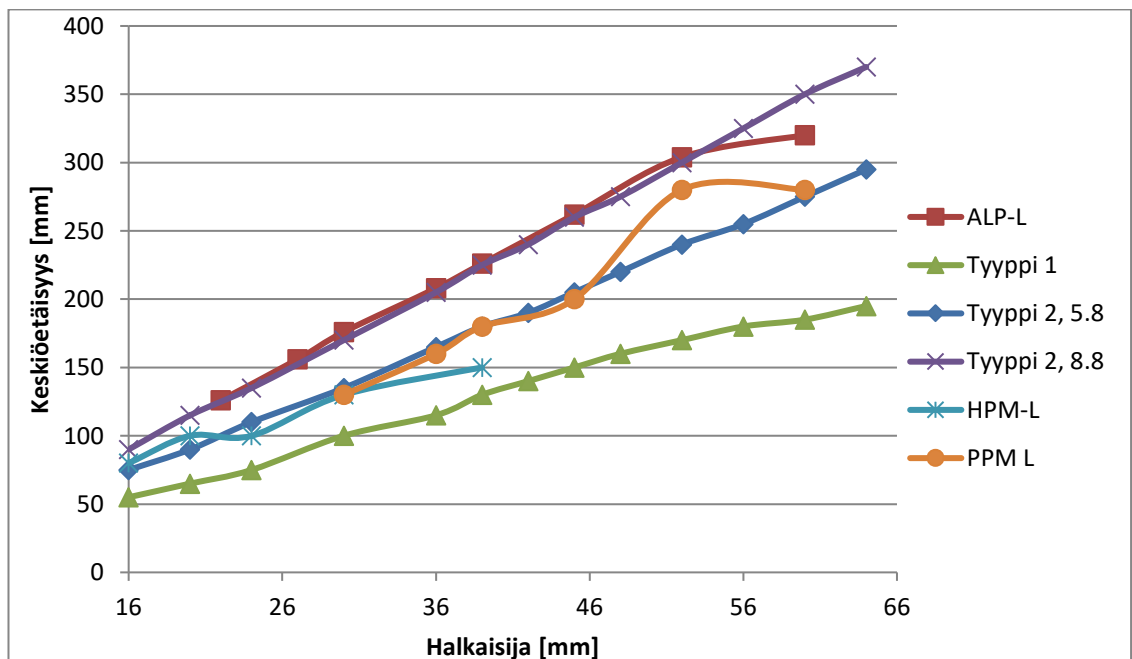


Kuva 62. Ankkuriratkaisujen leikkausvoiman ja vaakasiirtymän suhteen (V/δ_V) vertailu vakiotuotteiden kanssa.

Kuvissa 63 ja 64 esitetään reuna- ja keskiöetäisyyksien minimiarvot ankkurityypin 1 lujuusluokalla 5.8, ankkurityypin 2 lujuusluokilla 5.8 ja 8.8 sekä vakiotuotteilla ALP-L, HPM-L ja PPM-L. Kuvaajien minimietäisyydet on laskettu betoniluokalle C20/25. Minimietäisyyksien suuruusluokka vastaa hyvin vakiotuotteita.



Kuva 63. Ankkuriratkaisujen reunaetäisyyden minimiarvon (c_{min}) vertailu vakiotuotteiden kanssa.



Kuva 64. Ankkuriratkaisujen keskiöetäisyyden minimiarvon (s_{min}) vertailu vakiotuotteiden kanssa.

Ankkuriratkaisujen ja vakiotuotteiden vertailun perusteella ominaisuuksien suuruusluokka vaikuttaa oikealta. Veto- ja taivutuskestävyydet riippuvat vain teräksen ominaisuuksista ja ne vastaavat varsin hyvin testauksien perusteella määritettyjä vakiotuotteiden arvoja. Leikkauskestävyydet on laskettu ilman momenttivartta ja ne vastaavat myös hyvin vakiotuotteiden arvoja. Ulosvetomurtokestävyys riippuu suureksi osaksi pultin kuormansiirtoalasta ja ankkuriratkaisujen kestävyysluokka vastaa hyvin vakiotuotteen kapasiteettia. Ankkuriratkaisujen siirtymien suuruusluokka vetokuormituksessa vastaa vakiotuotteen siirtymiä. Siirtymät vetokuormituksessa riippuvat ankkurin pituudesta, minkä takia kuvaaja ei ole tasainen. Ankkuriratkaisujen lasketut siirtymät leikkauskuormituksessa ovat suurempia kuin vakiotuotteella, mutta suuruusluokka on oikea. Ankkurituotteiden asennusparametrit laskettiin betonin paikalliseen puristukseen perustuen. Reuna- ja keskiöetäisyyksien minimiarvojen suuruusluokka vastaa hyvin vakiotuotteiden arvoja.

8. YHTEENVETO

Työssä tutkittiin kahta yksinkertaista raskaaseen teollisuuteen soveltuvaa ankkuriratkaisua: kierretangosta ja mutterista, sekä kierretangosta ja ankkurointilevystä koostuvaa ankkuria. Ankkuriratkaisut soveltuvat suurikokoisille pulteille (M60 ja M64) ja ne voidaan tehdä myös aggressiiviseen ympäristöön soveltuvista materiaaleista (A2 ja A4). Ankkuriratkaisut ovat betonin sisään valettavia ja ne käyttäytyvät kannallisen pultin tavoin. Tästä syystä työssä selvitettiin nykytietämyksen taso kannallisten pulttien toiminnasta betonissa. Myös dynaamisten kuormien, maanjäristyksen ja tulipalon vaikutusta ankkurointiin käsiteltiin. Ankkuriratkaisujen tekniset ominaisuudet taulukoitiin työn liitteiksi, jotka vastaavat sisällöltään Eurooppalaista teknistä tuotespesifikaatiota.

Ankkurointilevyn halkaisija mitoitettiin sellaiseksi, että ankkurin teräsmurto tapahtuu ennen ulosvetomurtoa. Tällöin murtuma voidaan saada sitkeäksi, mikä on edellytyksenä esimerkiksi mitoitettaessa maanjäristystilanteeseen. Ankkurin murtuessa teräksestä saavutetaan ankkurin suurin kapasiteetti, mikä on toivottavaa etenkin suurikokoisilla ankureilla.

Ankkurointilevyn paksuus mitoitettiin sellaiseksi, että levy kestää ankkuriin kohdistuvan suurimman kuormituksen. Levy ei myöskään saa taipua liikaa kuormituksessa, jotta se ei muuta merkittävästi ankkurin toimintaa. Paksuus määritettiin alustavasti käsinlaskien, ja käsinlaskun tuloksia vertailtiin numeerisesti laskettuihin tuloksiin. Lopulliset paksuudet valittiin tuloksien perusteella niin, että ne noudattavat yleisiä varastokokoja.

Ankkurilevyllisen ankkuriratkaisun teräsluokat jaettiin lujuuksien perusteella kahteen ryhmään, joille mitoitettiin erikseen sopivan kokoiset ankkurointilevyt. Näin saavutettiin riittävän taloudellisen kokoiset ankkurointilevyt eri lujuusluokille.

Standardin *FprEN 1992-4:2017* liitteen E sisältämät ominaisuudet muodostavat perustan eurooppalaiselle tuotespesifikaatiolle. Ominaisuudet määritettiin hyödyntäen työn teoriaosuutta ja taulukoitiin työn liitteisiin A ja B. Ominaisuuksista koottiin lisäksi helppokäyttöiset tyyppikohtaiset taulukot liitteeseen D. Ominaisuuksien suuruusluokka tarkistettiin vertaamalla ominaisuuksia vakiotuotteisiin, joiden käyttötarkoitus vastaa ankkuriratkaisujen käyttötarkoitusta.

Ankkurointitekniikka on ajankohtainen aihe, sillä suurin osa siihen liittyvästä tutkimuksesta on tehty vasta viime vuosikymmeninä. Työssä laaditut tekniset ominaisuustaulukot voivat helpottaa ankkurointiratkaisujen käyttöä kansainvälisissä projekteissa ja myös Suomessa (esimerkiksi ydinvoimalaitoksissa). Ankkuriratkaisut toimivat myös

yksinkertaisina vaihtoehtoina standardien *SFS 4632*, *SFS 4633* ja *SFS 4634* mukaisille peruspulteille.

LÄHTEET

- [1] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318M-14), American Concrete Institute, 2014.
- [2] ACI Committee 349, Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures (ACI 349-13) and Commentary (ACI 349R-13), Appendix D — Anchorage to Concrete, American Concrete Institute, 2013.
- [3] Anstar ALP-C peruspultit, Käyttöohje, Anstar Oy, 2017. Saatavissa: http://www.anstar.fi/wp-content/uploads/2013/02/ALP-C_Peruspultit_Käyttöohje_2017.pdf
- [4] Breen, J.E., Eichinger, E.-M., Fuchs, W., Anchoring to Concrete: the New ACI Approach, Connections between Steel and Concrete, RILEM Publications SARL, 2001. pp. 31–44. ISBN 2-912143-25-X. Saatavissa: <http://demo.webdefy.com/rilem-new/wp-content/uploads/2016/10/pro021-003.pdf>
- [5] Bruckner, M., Eligehausen, R., Ozbolt, J., Influence of Bending Compressive Stresses on the Concrete Cone Capacity, Connections between Steel and Concrete, RILEM Publications SARL, 2001, pp. 647–657. ISBN 2-912143-25-X. Saatavissa: <http://demo.webdefy.com/rilem-new/wp-content/uploads/2016/10/pro021-064.pdf>
- [6] Delhomme, F., Roure, T., Arrieta, B., Limam, A., Pullout Behavior of Cast-in-Place Headed and Bonded Anchors with Different Embedment Depths, Materials and Structures, Vol. 49, Iss. 5, May 2016, pp. 1843–1859. DOI: 10.1617/s11527-015-0616-4.
- [7] DIBt, Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, Nr. Z-21.5-1706 (General Building Approval for Peikko Anchorbolt PPM-L), Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), 2017.
- [8] Eligehausen R., Behavior, Design and Testing of Anchors in Cracked Concrete, ACI Journal, Special Publication, Vol. 130, Jan. 1992, pp. 123–176. Saatavissa: <https://elib.uni-stuttgart.de/bitstream/11682/450/1/eli68.pdf>
- [9] Eligehausen, R. Hofacker, I., Lettow, S., Fastening technique – Current Status and Future Trends, Connections Between Steel And Concrete, RILEM Publications SARL, 2001. pp 11–30. ISBN 2-912143-25-X. Saatavissa:

<http://demo.webdefy.com/rilem-new/wp-content/uploads/2016/10/pro021-002.pdf>

- [10] Eligehausen, R., Mällée, R., Silva, J., Anchorage in Concrete Construction, Ernst und Sohn, 2012. ISBN: 978-343301143-0. DOI: 10.1002/9783433601358.
- [11] ETAG 001, Metal Anchors for Use in Concrete, Annex C: Design Methods for Anchorages, European Organisation for Technical Approvals (EOTA), 2010.
- [12] European Assessment Document – EAD 330924-00-0601: Cast-In Anchor Bolt of Ribbed Reinforcing Steel. European Organisation for Technical Approvals (EOTA), 2018.
- [13] European Seismic Hazard Map 2013, SHARE, Swiss Seismological Service, 2013. Saatavissa: http://mercalli.ethz.ch/~jowoe/share/eshm2013/v6.2.SHARE_ESHM.pdf
- [14] fib Bulletin 58: Design of Anchorages in Concrete: Guide to Good Practice, International Federation for Structural Concrete (fib), 2011. ISBN: 978-2-88394-098-7.
- [15] fib Model Code for Concrete Structures 2010, International Federation for Structural Concrete (fib), 2010. DOI: 10.1002/9783433604090.
- [16] FprEN 1992-4:2017, Design of Fastenings for Use in Concrete, Final draft, European Committee for Standardization, 2017.
- [17] Hiragi, H., Matsui, S., Sato, T., Al-Sakkaf, A., Ishizaki, S., Ishihara, Y., Pull-out and shear strength equations for headed studs considering edge distance, Structural Engineering/Earthquake Engineering, Vol. 20, Iss. 1, Apr 2003, pp. 69–80, 2003. DOI: 10.2208/jscseee.20.69s.
- [18] Hofmann, J., Eligehausen, R., Tragfähigkeit von randnahen Kopfbolzen bei der Versagensart seitlicher Betonausbruch (Load bearing capacity of headed studs in case of blow out failure mode), Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 104, Iss. 7, Jul 2009, pp. 386–393. DOI: 10.1002/best.200900011.
- [19] Hofmann, J., Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen unter beliebiger Querbelastrung in ungerissenem Beton (Behaviour and design of anchorages under arbitrary shear load direction in uncracked concrete), väitöskirja, Universität Stuttgart, 2005. Saatavissa: https://elib.uni-stuttgart.de/bitstream/11682/235/1/Jan_Hofmann.pdf
- [20] ISO/TR 16224, Technical Report, Technical Aspects of Nut Design, International Organization for Standardization, 2012.

- [21] Jebara, K., Ozbolt, J., Hofmann, J., Pryout Failure Capacity of Single Headed Stud Anchors, *Materials and Structures*, Vol. 49, Iss. 5, May 2016, pp. 1775–1792. DOI: 10.1617/s11527-015-0611-9.
- [22] Kim, K., Lee, K., An, G., Prediction of Shear Strength for Large Anchors Considering the Prying Effect and Size Effect, *International Journal of Concrete Structures and Materials*, Volume 10, Issue 4, Dec 2016, pp. 451–460. DOI: 10.1007/s40069-016-0163-6.
- [23] Lee, N., Park, K.R., Suh, Y.P., Shear Headed Anchors with Large Diameter and Deep Embedment in Concrete, *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 241, Iss. 3, Mar 2011, pp. 608–616. DOI: 10.1016/j.nucengdes.2010.04.018.
- [24] Mahrenholtz, B., Eligehausen, R., Anchor Displacement Behavior during Simultaneous Load and Crack Cycling, *ACI Materials Journal*, Vol. 113, Iss. 5, Oct 2016, pp. 645–652. DOI: 10.14359/51689109.
- [25] Mahrenholtz, P., Eligehausen, R., Behavior of anchor groups installed in cracked concrete under simulated seismic actions, *Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures (FraMCoS 7)*, Jeju, May 2010, pp. 816–822. Saatavissa: <http://framcos.org/FraMCoS-7/06-08.pdf>
- [26] Nilforoush, R., Nilsson, M., Elfgren, L., Özbolt, J., Hofmann, J., Eligehausen, R., Influence of Surface Reinforcement, Member Thickness, and Cracked Concrete on Tensile Capacity of Anchor Bolts, *ACI Structural Journal*; Farmington Hills, Vol. 114, Iss. 6, Nov/Dec 2017, pp. 1543-1556. DOI: 10.14359/51689505.
- [27] Nilforoush, R., S.M.ASCE1, Nilsson, M., Elfgren, L., Experimental Evaluation of Influence of Member Thickness, Anchor-Head Size, and Orthogonal Surface Reinforcement on the Tensile Capacity of Headed Anchors in Uncracked Concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 144, Iss. 4, Article nr. 04018012, Apr 2018, pp. 1–14. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001976.
- [28] Peikko HPM-ankkurointipultit, *Tekninen käyttöohje*, Peikko Group, 2017. Saatavissa: http://d76yt12idvq5b.cloudfront.net/file/dl/i/qsQaQ/XEJ7_tCEbcT-K2oT2w6j3g/HPM-ankkurointipultitFI01-2017.pdf
- [29] Peikko PPM-ankkurointipultit korkealujuusteräksestä, *Tekninen käyttöohje*, Peikko Group, 2017. Saatavissa: http://d76yt12idvq5b.cloudfront.net/file/dl/i/RoqFpQ/tLOPL7uOYfcEqLFAf8w42Q/PPM-kyttohje_FI-09-2017.pdf

- [30] Pellosniemi, J., Kalamies, U., Teräsrakennetuotteet ja suositeltavat teräslajit, Rakennustieto Oy, 2016. Saatavissa: <https://www.rakennustieto.fi/Downloads/RK/RK010406.pdf>
- [31] Qian, S., Qu, D., Theoretical and Experimental Study of Galvanic Coupling Effects between Carbon Steel and Stainless Steels, Journal of Applied Electrochemistry, Vol. 40, Iss. 2, Feb 2010, pp 247–256. DOI: 10.1007/s10800-009-9998-8.
- [32] Reick, M., Brandverhalten von Befestigungen mit großem Randabstand in Beton bei zentrischer Zugbeanspruchung (Fire behavior of fasteners with large edge distance in concrete in centric tensile stress), väitöskirja, Universität Stuttgart, 2001. Saatavissa: https://elib.uni-stuttgart.de/bitstream/11682/167/1/Dissertation_Reick.pdf
- [33] Rodriguez, M., Lotze, D., Gross, J., Zhang, Y., Klingner, R., Graves, H., Dynamic Behavior of Tensile Anchors to Concrete, ACI Structural Journal, Vol. 98, Iss. 4, Jul 2001, pp. 511–524. Saatavissa: <http://demo.webdefy.com/rilem-new/wp-content/uploads/2016/10/pro021-055.pdf>
- [34] Schubert, G., Treatise on Geophysics, Elsevier B.V., 2015. ISBN: 978-0-444-53803-1.
- [35] SFS-EN 1990, Eurokoodi 1: Rakenteiden suunnitteluperusteet, Suomen standardoimisliitto, 2006.
- [36] SFS-EN 1991-1-4, Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat, Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat, Suomen standardoimisliitto, 2011.
- [37] SFS-EN 1992-1-1, Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu, Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen standardoimisliitto, 2015.
- [38] SFS-EN 1993-1-9, Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu, Osa 1-9: Väsyminen, Suomen standardoimisliitto, 2005.
- [39] SFS-EN 1998-1, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, Suomen standardoimisliitto, 2005.
- [40] SFS-EN ISO 898-2, Mechanical Properties of Fasteners Made of Carbon Steel and Alloy Steel. Part 2: Nuts With Specified Property Classes. Coarse Thread And Fine Pitch Thread, Suomen standardoimisliitto, 2012.

- [41] Solomos G., Berra M., Testing of Anchorages in Concrete Under Dynamic Tensile Loading, *Materials and Structures*, Vol. 39, Iss. 7, 2006, pp. 695–706. DOI: 10.1617/s11527-006-9112-1.
- [42] Thompson, M.K., Jirsa, J.O., Breen, J.E., Klingner, R.E., Anchorage Behavior of Headed Reinforcement: Literature Review, Center for Transportation Research Report 1855-1, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin, 2002. Saatavissa: http://ctr.utexas.edu/wp-content/uploads/pubs/1855_1.pdf
- [43] Tian, K., Ozbolt, J., Sharma, A., Hofmann, J., Experimental Study on Concrete Edge Failure of Single Headed Stud Anchors after Fire Exposure, *Fire Safety Journal*, Vol. 96, Mar 2018, pp. 176–188. DOI: 10.1016/j.firesaf.2018.01.005.
- [44] Tsavdaridis, K.D., Shaheen, M.A., Baniotopoulos, C.C., Salem, E., Analytical Approach of Anchor Rod Stiffness and Steel Base-Plate Calculation under Tension, *Structures*, Vol. 5, Iss. 1, Feb 2016, pp. 207–218. DOI: 10.1016/j.istruc.2015.11.001.
- [45] Varpasuo, P., The Seismic Site Hazard Assessment For Ol3 NPP In Finland, 18th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 18), 2005, pp. 3716–3727. Saatavissa: https://repository.lib.ncsu.edu/bitstream/handle/1840.20/31788/KM01_2.pdf
- [46] Ylinen, A., Kimmo- ja lujuusoppi: Käyräakselisen sauvan taivutus, leikkaus, vääntö, nurjahdus ja nurjahdustaivutus, laatta, levy, kuori, kosketusjännitykset, Nide 2, WS, 1970.
- [47] YVL B.7 Varautuminen sisäisiin ja ulkoisiin uhkiin ydinlaitoksessa, Säteilyturvakeskus, 2013. ISBN: 978-952-478-872-4.

LIITE A: CHARACTERISTICS OF ANCHOR TYPE 1

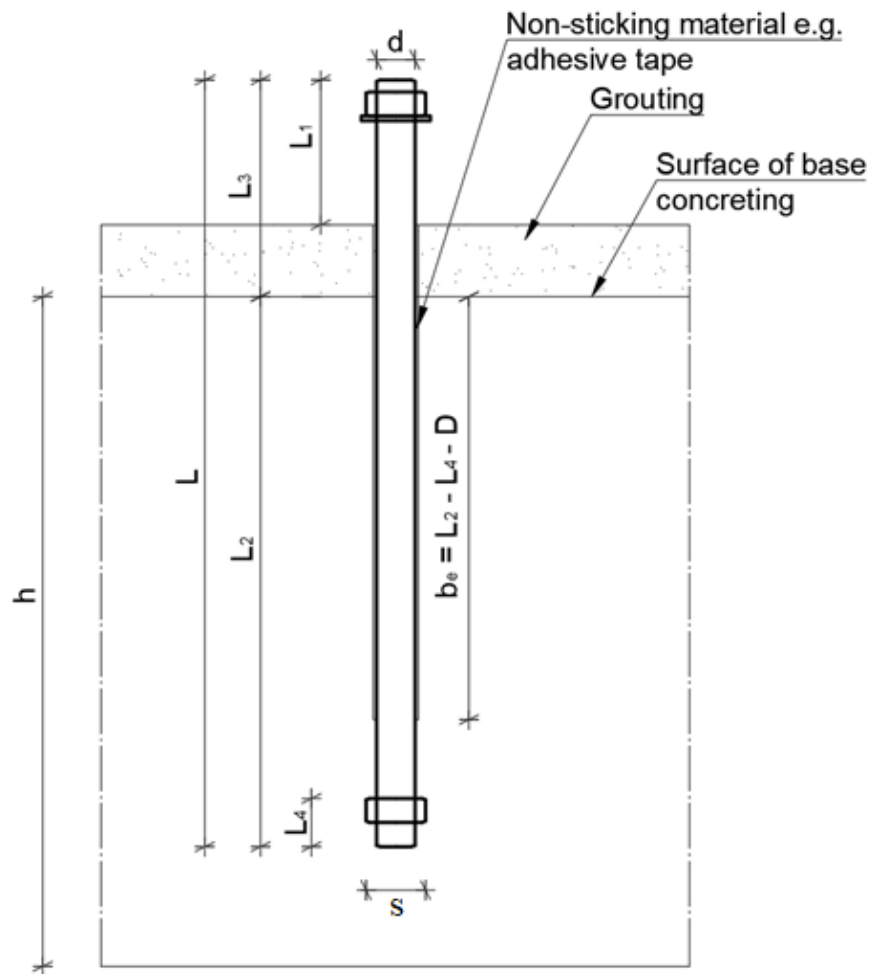


Figure A.1. Anchor type 1.

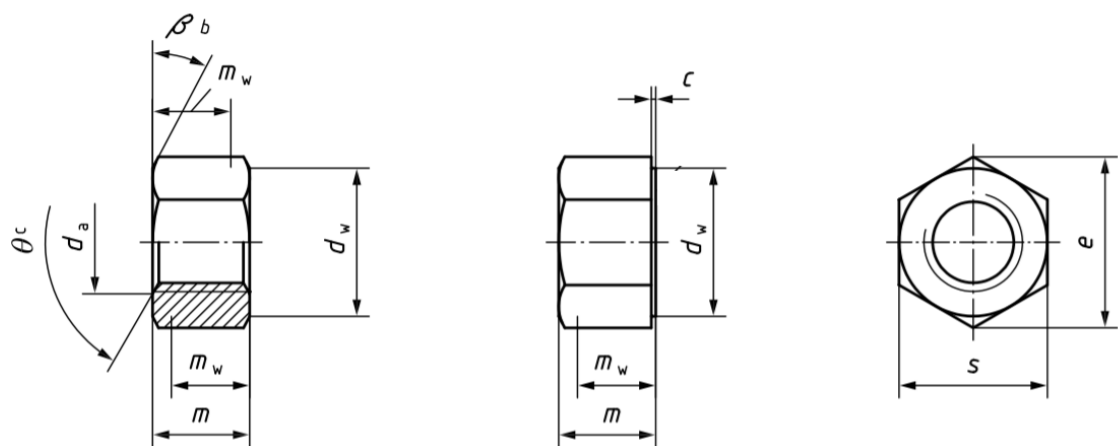


Figure A.2. Dimensions for hexagon nuts according to ISO 4032 and ISO 4033.

Table A.1. Anchor type 1 dimensions. Dimensions e , s and m are shown in Figure A.2.

	$A_{s,nom}$ [mm ²]	hexagon bolt	e [mm]	s_{max} [mm]	m_{max} (ISO 4032) [mm]	m_{max} (ISO 4033) [mm]	A_h [mm ²]	L [mm]	L_4 [mm]
M16	157	M16	26,75	24,00	14,80	16,40	264	320	23
M20	245	M20	32,95	30,00	18,00	20,30	391	390	28
M24	352	M24	39,55	36,00	21,50	23,90	564	490	34
M30	561	M30	50,85	46,00	25,60	28,60	973	660	40
M36	817	M36	60,79	55,00	31,00	34,70	1382	660	47
M39	976	M39	66,44	60,00	33,40	-	1672	1000	49
M42	1121	M42	71,30	65,00	34,00	-	1917	1000	52
M45	1306	M45	76,95	70,00	36,00	-	2256	1000	54
M48	1473	M48	82,60	75,00	38,00	-	2622	1000	58
M52	1758	M52	88,25	80,00	42,00	-	2935	1000	62
M56	2030	M56	93,56	85,00	45,00	-	3223	1000	67
M60	2362	M60	99,21	90,00	48,00	-	3566	1490	70
M64	2676	M64	104,86	95,00	51,00	-	3925	1600	75

Table A.2. Anchor type 1 materials.

Anchors made of steel		
Part	Denomination	Material
1	Threaded rod	M16, M20, M24, M30, M36, M39, M42, M45, M48, M52, M56, M60, M64 grade 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 8.8, 10.9 ¹⁾ SFS-ISO 898-1
2	Hexagon nut	grade 5, 6, 8, 10 ²⁾ SFS-ISO 4032, SFS-ISO 4033 SFS-ISO 898-2
Anchors made of stainless steel		
Part	Denomination	Material
1	Threaded rod	M16, M20, M24, M30, M36, M39, M42, M45, M48, M52, M56, M60, M64 grade A2, A4; property class 50, 70, 80 SFS-ISO 3506-1
2	Hexagon nut	grade A2, A4; property class 50, 70, 80 ³⁾ SFS-ISO 4032 SFS-ISO 4033 SFS-ISO 3506-2

¹⁾ steel grade 10.9 only for anchors M16 ... M39

²⁾ nut grade corresponding to threaded rod grade for anchors M16 ... M39 and higher grade for anchors M42 ... M64

³⁾ nut grade corresponding to threaded rod grade

Table A.3. Installation parameters for anchor type 1.

Anchor size		M16	M20	M24	M30	M36	M39	M42	M45	M48	M52	M56	M60	M64
minimum embedment depth	$h_{ef,min}$ [mm]	45	45	45	55	60	70	75	80	85	90	95	95	100
minimum edge distance	c_{min} [mm]	70	75	85	95	100	105	110	115	120	125	130	135	140
minimum spacing	s_{min} [mm]	55	65	75	100	115	130	140	150	160	170	180	185	195
minimum thickness of concrete member	h_{min} [mm]	$h_{ef} + L_4 + c_{nom}$												

Table A.4. Anchor type 1 characteristic resistances under tensile load.

Steel failure		M16	M20	M24	M30	M36	M39	M42	M45	M48	M52	M56	M60	M64	
Anchors made of steel															
4.6, 4.8	$N_{Rk,s}$ [kN]	62	97	140	224	326	390	448	522	589	703	812	944	1070	
5.6, 5.8		78	122	176	280	408	487	560	653	736	878	1015	1181	1337	
8.8		125	195	281	448	653	780	896	1044	1178	1406	1624	1889	2140	
10.9		156	244	352	560	816	975	-	-	-	-	-	-	-	
Anchors made of stainless steel															
50	$N_{Rk,s}$ [kN]	78	122	176	280	408	487	560	653	736	878	1015	1181	1337	
70		109	171	246	392	571	683	784	914	1031	1230	1421	1653	1873	
80		125	195	281	448	653	780	896	1044	1178	1406	1624	1889	2140	
Pull-out failure		M16	M20	M24	M30	M36	M39	M42	M45	M48	M52	M56	M60	M64	
$N_{Rk,p}$ [kN]		39	58	84	145	207	250	287	338	393	440	483	534	588	
Increasing factor ψ for the characteristic pull-out resistances															
Concrete			C20/25		C25/30		C30/37		C35/45		C40/50		C45/55		C50/60
ψ			1,00		1,25		1,50		1,75		2,00		2,25		2,50

Table A.5. Anchor type 1 characteristic resistances under shear load.

Steel failure		M16	M20	M24	M30	M36	M39	M42	M45	M48	M52	M56	M60	M64
Anchors made of steel														
4.6, 4.8	$V_{Rk,s}$ [kN]	38	59	85	135	196	234	269	313	354	422	487	567	(642)
5.6, 5.8		47	73	106	168	245	293	336	392	442	527	609	709	(803)
8.8		63	98	141	224	327	390	448	522	589	703	812	945	(1070)
10.9		78	122	176	280	408	488	-	-	-	-	-	-	-
Anchors made of stainless steel														
50	$V_{Rk,s}$ [kN]	47	73	106	168	245	293	336	392	442	527	609	709	(803)
70		55	86	123	196	286	342	392	457	516	615	711	827	(937)
80		63	98	141	224	327	390	448	522	589	703	812	945	(1070)
Anchors made of steel														
4.6	$M_{Rk,s}^0$ [Nm]	145	283	489	954	1649	2097	2618	3221	3909	4969	6207	7634	(9265)
4.8		193	377	651	1272	2199	2795	3491	4294	5212	6626	8276	10179	(12353)
5.6		181	353	611	1193	2061	2621	3273	4026	4886	6212	7758	9543	(11581)
5.8		241	471	814	1590	2748	3494	4364	5368	6514	8282	10345	12723	(15442)
8.8		386	754	1303	2545	4397	5591	6983	8588	10423	13252	16551	20358	(24706)
10.9		543	1060	1832	3578	6184	7862	-	-	-	-	-	-	-
Anchors made of stainless steel														
50	$M_{Rk,s}^0$ [Nm]	127	247	428	835	1443	1834	2291	2818	3420	4348	5431	6680	(8107)
70		271	530	916	1789	3092	3931	4910	6039	7329	9318	11638	14314	(17372)
80		362	707	1221	2386	4122	5241	6546	8052	9772	12424	15517	19085	(23162)

Table A.6. Characteristic values for other failure modes.

Concrete cone failure and splitting failure		
Anchorage depth	h_{ef} [mm]	$L_2 - L_4$
Factor for cracked concrete	k_{cr}	8,9
Factor for non-cracked concrete	k_{ucr}	12,7
Characteristic spacing	$s_{cr,N} = s_{cr,sp}$ [mm]	$3 h_{ef}$
Characteristic edge distance	$c_{cr,N} = c_{cr,sp}$ [mm]	$1,5 h_{ef}$
Characteristic resistance for splitting failure	$N_{Rk,sp}^0$ [kN]	$\min(N_{Rk,p}^0 ; N_{Rk,c}^0)$
Pry out failure		
Factor in FprEN 1992 4:2017, 7.2.2.4	k_8	1,0, for $h_{ef} < 60$ mm 2,0, for $h_{ef} \geq 60$ mm
Concrete edge failure		
Effective length of the anchor	l_f [mm]	h_{ef}
Effective outside diameter	d_{nom} [mm]	d

LIITE B: CHARACTERISTICS OF ANCHOR TYPE 2

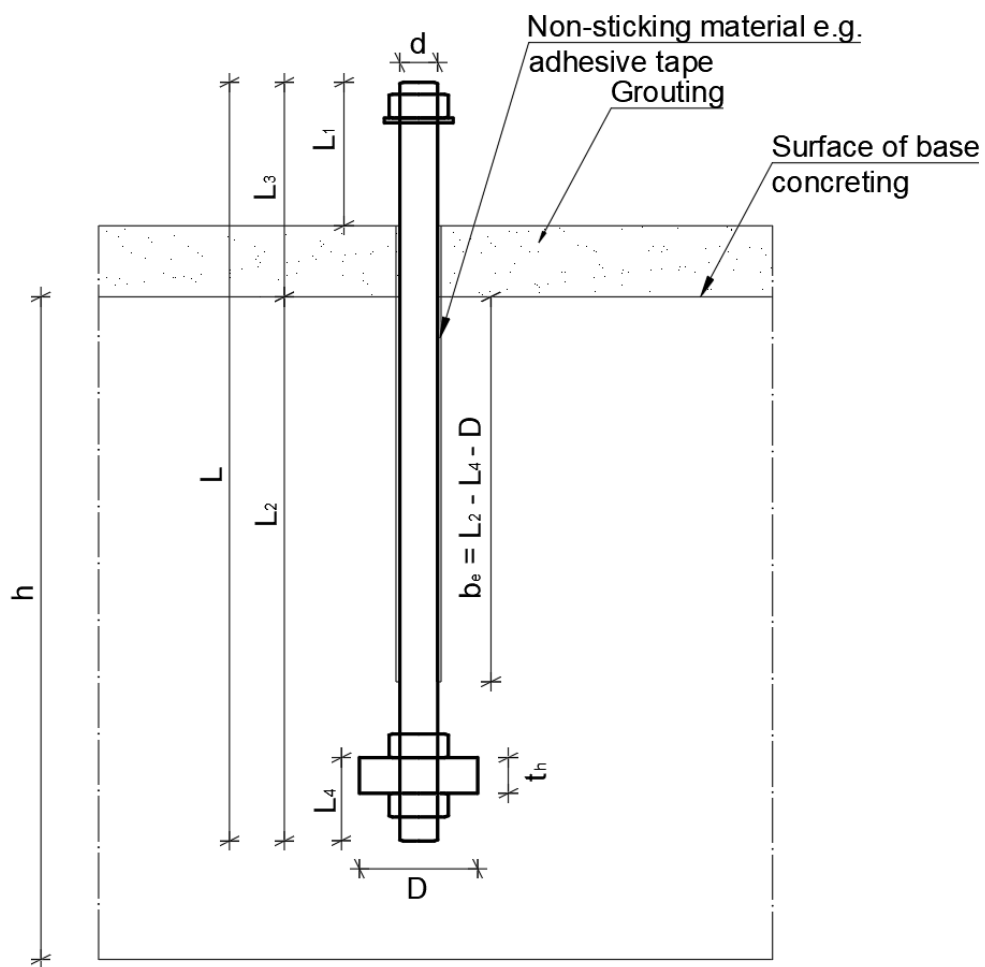


Figure B.1. Anchor type 2.

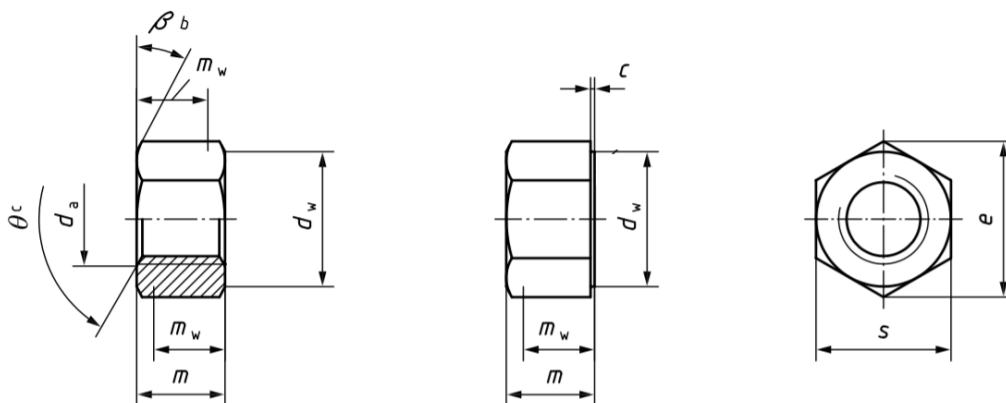


Figure B.2. Dimensions for hexagon nuts according to ISO 4032 and ISO 4033.

Table B.1. Anchor type 2 dimensions. Dimensions e , s and m are shown in Figure B.2.

	$A_{s,nom}$ [mm ²]	hexagon bolt	e [mm]	s_{max} [mm]	m_{max} (ISO 4032) [mm]	m_{max} (ISO 4033) [mm]	L [mm]	L_4 , grades 4.4, 4.8, 5.6, 5.8, A-50 [mm]	L_4 , grades 8.8, 10.9, A-70, A-80 [mm]
M16	157	M16	26,75	24,00	14,80	16,40	320	33	38
M20	245	M20	32,95	30,00	18,00	20,30	390	38	48
M24	352	M24	39,55	36,00	21,50	23,90	490	44	56
M30	561	M30	50,85	46,00	25,60	28,60	660	52	65
M36	817	M36	60,79	55,00	31,00	34,70	660	59	82
M39	976	M39	66,44	60,00	33,40	-	1000	64	84
M42	1121	M42	71,30	65,00	34,00	-	1000	70	87
M45	1306	M45	76,95	70,00	36,00	-	1000	72	89
M48	1473	M48	82,60	75,00	38,00	-	1000	78	93
M52	1758	M52	88,25	80,00	42,00	-	1000	84	102
M56	2030	M56	93,56	85,00	45,00	-	1000	89	107
M60	2362	M60	99,21	90,00	48,00	-	1490	95	120
M64	2676	M64	104,86	95,00	51,00	-	1600	100	125

Table B.2. Dimensions of steel plate.

	M16	M20	M24	M30	M36	M39	M42	M45	M48	M52	M56	M60	M64
Threaded rod made of steel grades 10.9, 8.8; stainless steel grades A-80, A-70													
D [mm]	50	60	70	80	100	110	110	110	120	130	140	150	150
t_h [mm]	15	20	22	25	35	35	35	35	35	40	40	50	50
A_h [mm ²]	1762	2513	3396	4320	6836	8309	8118	7913	9500	11150	12931	14844	14454
Threaded rod made of steel grades 4.6, 4.8, 5.6, 5.8; stainless steel grades A-50													
D [mm]	40	40	50	60	70	80	90	90	100	110	110	120	130
t_h [mm]	10	10	10	12	12	15	18	18	20	22	22	25	25
A_h [mm ²]	1056	942	1511	2121	2831	3832	4976	4771	6044	7380	7040	8482	10056

Table B.3. *Anchor type 2 materials.*

Anchors made of steel		
Part	Denomination	Material
1	Threaded rod	M16, M20, M24, M30, M36, M39, M42, M45, M48, M52, M56, M60, M64 grade 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 8.8, 10.9 ¹⁾ SFS-ISO 898-1
2	Hexagon nut	grade 5, 6, 8, 10 ²⁾ SFS-ISO 4032, SFS-ISO 4033 SFS-ISO 898-2
3	Steel plate	S355, SFS-EN 1993-1
Anchors made of stainless steel		
Part	Denomination	Material
1	Threaded rod	M16, M20, M24, M30, M36, M39, M42, M45, M48, M52, M56, M60, M64 grade A2, A4; property class 50, 70, 80 SFS-ISO 3506-1
2	Hexagon nut	grade A2, A4; property class 50, 70, 80 ³⁾ SFS-ISO 4032 SFS-ISO 4033 SFS-ISO 3506-2
3	Steel plate	S355, SFS-EN 1993-1

¹⁾ steel grade 10.9 only for anchors M16 ... M39

²⁾ nut grade corresponding to threaded rod grade for anchors M16 ... M39 and higher grade for anchors M42 ... M64

³⁾ nut grade corresponding to threaded rod grade

Table B.4. Installation parameters for anchor type 2.

Anchor size		M16	M20	M24	M30	M36	M39	M42	M45	M48	M52	M56	M60	M64
Threaded rod made of steel grade 10.9, 8.8; stainless steel grade 70, 80														
minimum embedment depth	$h_{ef,min}$ [mm]	60	65	70	90	105	115	130	150	155	170	185	200	220
minimum edge distance	c_{min} [mm]	70	75	80	85	105	115	120	130	140	150	165	175	185
minimum spacing	s_{min} [mm]	90	115	135	170	205	225	240	260	275	300	325	350	370
minimum thickness of concrete member	h_{min} [mm]	$h_{ef} + L_4 + c_{nom}$												
Threaded rod made of steel grade 5.8, 5.6, 4.8, 4.6; stainless steel grade 50														
minimum embedment depth	$h_{ef,min}$ [mm]	60	65	70	75	95	100	100	115	120	130	145	155	165
minimum edge distance	c_{min} [mm]	65	65	70	75	85	90	95	105	110	120	130	140	150
minimum spacing	s_{min} [mm]	75	90	110	135	165	180	190	205	220	240	255	275	295
minimum thickness of concrete member	h_{min} [mm]	$h_{ef} + L_4 + c_{nom}$												

Table B.5. Anchor type 2 characteristic resistances under tensile load.

Steel failure		M16	M20	M24	M30	M36	M39	M42	M45	M48	M52	M56	M60	M64
Anchors made of steel														
4.6, 4.8	$N_{Rk,s}$ [kN]	62	97	140	224	326	390	448	522	589	703	812	944	1070
5.6, 5.8		78	122	176	280	408	487	560	653	736	878	1015	1181	1337
8.8		125	195	281	448	653	780	896	1044	1178	1406	1624	1889	2140
10.9		156	244	352	560	816	975	-	-	-	-	-	-	-
Anchors made of stainless steel														
50	$N_{Rk,s}$ [kN]	78	122	176	280	408	487	560	653	736	878	1015	1181	1337
70		109	171	246	392	571	683	784	914	1031	1230	1421	1653	1873
80		125	195	281	448	653	780	896	1044	1178	1406	1624	1889	2140
Pull-out failure		M16	M20	M24	M30	M36	M39	M42	M45	M48	M52	M56	M60	M64
Anchors made of steel grade 10.9, 8.8; stainless steel grades 70, 80														
$N_{Rk,p}$ [kN]		264	376	509	647	1025	1246	1217	1186	1425	1672	1939	2226	2168
Anchors made of steel grades 4.6, 4.8, 5.6, 5.8; stainless steel grade A-50														
$N_{Rk,p}$ [kN]		158	141	226	318	424	574	746	715	906	1106	1056	1272	1508
Increasing factors ψ for the characteristic pull-out resistances														
Concrete		C20/25		C25/30		C30/37		C35/45		C40/50		C45/55		C50/60
ψ		1,00		1,25		1,50		1,75		2,00		2,25		2,50

Table B.6. Anchor type 2 characteristic resistances under shear load.

Steel failure		M16	M20	M24	M30	M36	M39	M42	M45	M48	M52	M56	M60	M64
Anchors made of steel														
4.6, 4.8	$V_{Rk,s}$ [kN]	38	59	85	135	196	234	269	313	354	422	487	567	(642)
5.6, 5.8		47	73	106	168	245	293	336	392	442	527	609	709	(803)
8.8		63	98	141	224	327	390	448	522	589	703	812	945	(1070)
10.9		78	122	176	280	408	488	-	-	-	-	-	-	-
Anchors made of stainless steel														
50	$V_{Rk,s}$ [kN]	47	73	106	168	245	293	336	392	442	527	609	709	(803)
70		55	86	123	196	286	342	392	457	516	615	711	827	(937)
80		63	98	141	224	327	390	448	522	589	703	812	945	(1070)
Anchors made of steel														
4.6	$M_{Rk,s}^0$ [Nm]	145	283	489	954	1649	2097	2618	3221	3909	4969	6207	7634	(9265)
4.8		193	377	651	1272	2199	2795	3491	4294	5212	6626	8276	10179	(12353)
5.6		181	353	611	1193	2061	2621	3273	4026	4886	6212	7758	9543	(11581)
5.8		241	471	814	1590	2748	3494	4364	5368	6514	8282	10345	12723	(15442)
8.8		386	754	1303	2545	4397	5591	6983	8588	10423	13252	16551	20358	(24706)
10.9		543	1060	1832	3578	6184	7862	-	-	-	-	-	-	-
Anchors made of stainless steel														
50	$M_{Rk,s}^0$ [Nm]	127	247	428	835	1443	1834	2291	2818	3420	4348	5431	6680	(8107)
70		271	530	916	1789	3092	3931	4910	6039	7329	9318	11638	14314	(17372)
80		362	707	1221	2386	4122	5241	6546	8052	9772	12424	15517	19085	(23162)

Table B.10. Anchor type 2 displacements under shear load

[illegible]

LIITE C: STRESS MAPS OF ANCHORING PLATES

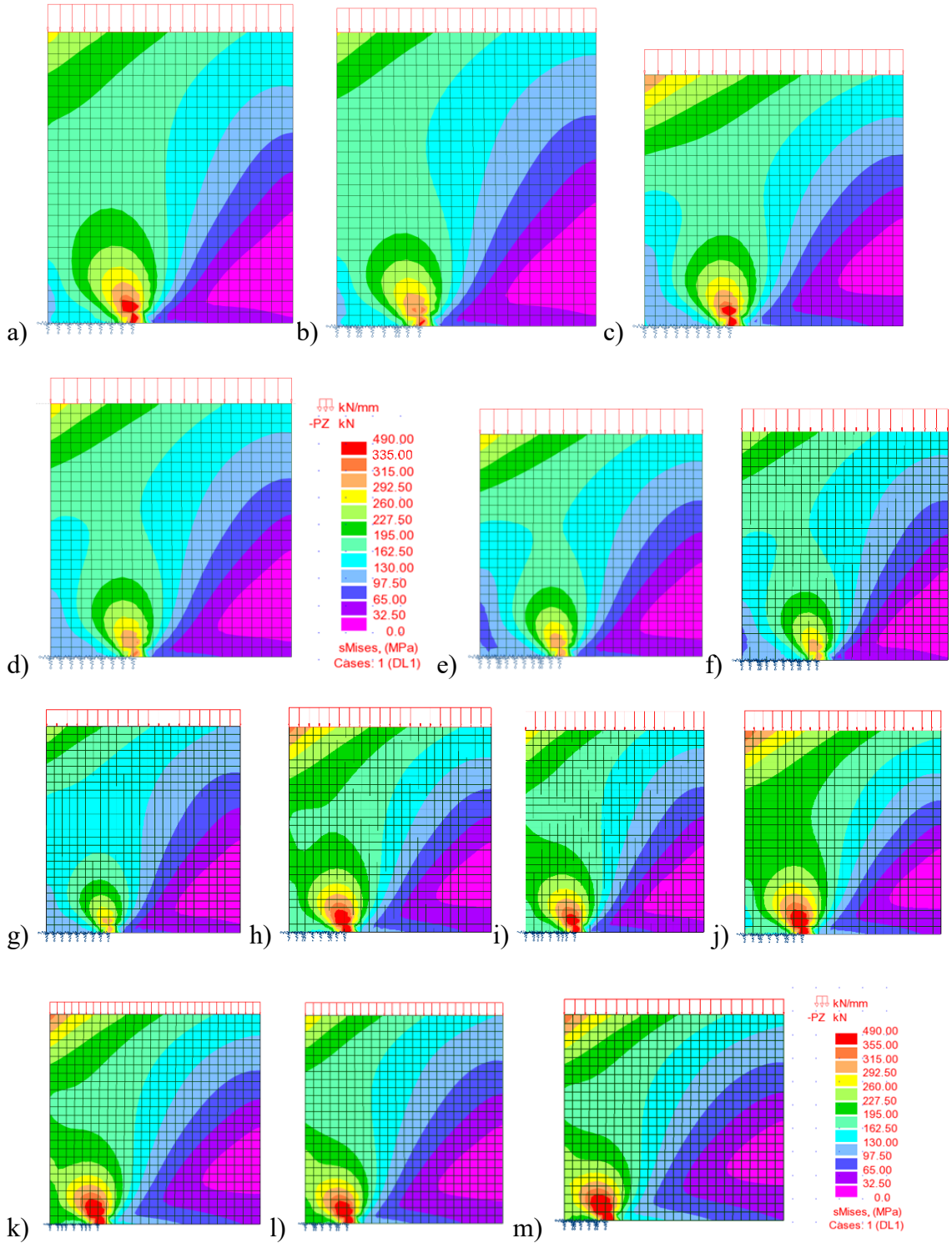


Figure C.1. Stresses of anchoring plates, steel grade 10.9 ($d \leq M39$) and 8.8 ($d > M39$).

- a)** M64, $D=150$, $t_h=50$, **b)** M60, $D=150$, $t_h=50$ **c)** M56, $D=140$, $t_h=40$,
d) M52, $D=130$, $t_h=40$, **e)** M48, $D=120$, $t_h=35$, **f)** M45, $D=110$, $t_h=35$
g) M42, $D=110$, $t_h=35$, **h)** M39, $D=110$, $t_h=35$, **i)** M36, $D=100$, $t_h=35$,
j) M30, $D=80$, $t_h=25$, **k)** M24, $D=70$, $t_h=22$, **l)** M20, $D=60$, $t_h=20$,
m) M16, $D=50$, $t_h=15$

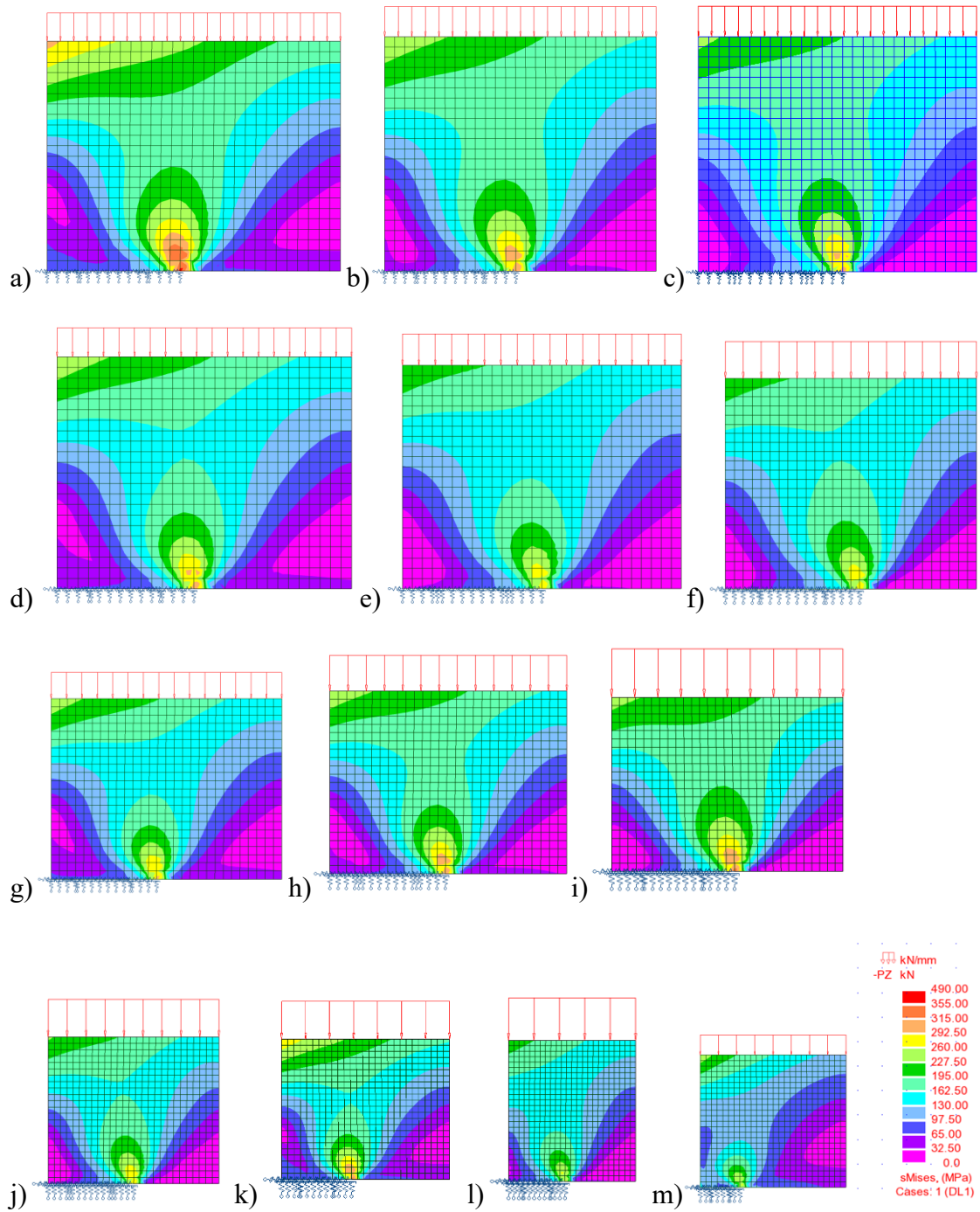


Figure C.2. Stresses of anchoring plates, steel grade 5.8.

- a)** M64, $D=130$, $t_h=25$, **b)** M60, $D=120$, $t_h=25$ **c)** M56, $D=110$, $t_h=22$,
d) M52, $D=110$, $t_h=22$, **e)** M48, $D=100$, $t_h=20$, **f)** M45, $D=90$, $t_h=18$,
g) M42, $D=90$, $t_h=18$, **h)** M39, $D=80$, $t_h=15$, **i)** M36, $D=70$, $t_h=12$,
j) M30, $D=60$, $t_h=12$, **k)** M24, $D=50$, $t_h=10$, **l)** M20, $D=40$, $t_h=10$,
m) M16, $D=40$, $t_h=10$